



TITLE:

水資源の高度開発と利水の安全性に関する研究(Dissertation_全文)

AUTHOR(S):

小山, 要之介

CITATION:

小山, 要之介. 水資源の高度開発と利水の安全性に関する研究. 京都大学, 1978, 工学博士

ISSUE DATE:

1978-01-23

URL:

<https://doi.org/10.14989/doctor.r3503>

RIGHT:

水資源の高度開発と利水の 安全性に関する研究

昭和52年8月

小山 要之介

目 次

緒 言	1
第1編 利水の安全性に関する基礎的研究	4
第1章 現行開発方式における問題点	5
第1節 基準渇水の採り方	5
第2節 異常渇水に対する処置	8
第3節 河川維持用水に対する扱い	10
第2章 米国における供給水量の安全性	11
第1節 Corps of Engineering の場合	11
第2節 Bureau of Reclamation の場合	11
第3章 高度開発の要素と安全性に関する研究	13
第1節 基準渇水	13
第2節 河川維持用水	15
[1] 維持用水の機能とそのあり方	15
[2] 高度開発河川における異常渇水と維持用水	19
第3節 需要側の節水	22
第4章 高度開発利水のシステムの研究	27
第1節 高度開発と異常渇水	27
第2節 異常渇水時の対応措置に関するグラフ論的検討	30
第3節 節水のシステム論的研究	33
[1] 節水方式の基礎式	33
[2] 対応策の条件式	35
[3] 節水計算のアルゴリズム	37
第5章 結 論	42
第2編 相模川、小瀬川の水資源開発への適用に関する研究	44
第1章 宮ヶ瀬ダム計画と相模川の高度開発に関する研究	45
第1節 相模川の治水及び利水の概要	46
[1] 流域の水理・水文特性	46
[2] 治水の現況	50
[3] 水利用の現況	50
[4] 水の将来需給	55
1. 神奈川県の将来需要	55
2. 水資源供給量	56
第2節 中津川開発と宮ヶ瀬ダム	58
[1] 7 m/s 導水計画	58

[2]	中津川総合開発計画	58
[3]	相武地域広域利水計画	60
[4]	宮ヶ瀬ダム計画	61
1.	洪水調節	61
2.	不特定用水	62
3.	都市用水	62
4.	宮ヶ瀬ダム計画の特徴	62
第3節	宮ヶ瀬ダムと利水計画	67
[1]	概説	67
[2]	流量資料の取扱い	67
[3]	利水計算	72
1.	利水計算の条件	72
2.	計算方法および計算ケース	73
[4]	貯水池規模と開発水量	77
1.	計画基準年とその安全度	77
2.	開発水量と貯水池の規模	78
3.	考察	80
第4節	相模川の河川維持用水と水供給の安全性	87
[1]	宮ヶ瀬ダム計画と相模川の維持用水	87
1.	維持用水の変遷	87
2.	高度利用事業と維持用水	87
3.	宮ヶ瀬ダム計画時点における維持用水の考察	89
[2]	維持用水の必要量の算定	89
1.	異常渇水の乗り切り計算と補給用としての維持用水	89
2.	水質環境を保全するための維持用水	93
3.	維持用水の必要量	101
第5節	宮ヶ瀬ダムと導水路計画	102
[1]	概説	102
[2]	道志導水路と中津導水路	104
1.	導水路の必要性と規模	104
2.	道志導水路	105
3.	中津導水路	115
4.	導水路の効果	115
[3]	酒匂川導水路との関連使用による効果	116
1.	酒匂川と相模川との関係	116
2.	酒匂川総合開発計画の概要	116
3.	相模川と酒匂川の関連使用の検討	122

第6節	む す び	124
第2章	小瀬川弥栄ダム計画における利水量の安全性に関する研究	125
第1節	弥栄ダム計画の概要	125
[1]	小瀬川流域の概要	125
[2]	事業の概要と必要性	126
1.	事業の概要	126
2.	必 要 性	128
[3]	ダムおよび貯水池	128
第2節	弥栄ダムの利水計画	131
[1]	流出量の推算	131
1.	利水計画の対象期間	131
2.	流量資料の扱い	131
3.	ダム地点および基準点の流出量	132
[2]	水補給計算とその結果	134
1.	計算方法	134
2.	計算結果	135
第3節	水質保全に必要な河川維持用水の検討	137
第4節	基準渇水を上回る渇水における対応策の検討	138
[1]	需要側の節水	138
[2]	異常渇水対策の検討	142
1.	現計画における対策の検討	142
2.	既往最渇水の場合の検討	145
第5節	む す び	147
結 語		148

緒 言

水は古くから人間生活に利用されてきたが、最近の逼迫した水需要に対応して、河川、湖沼、地下水等の水源の積極的な開発、農業用水、工業用水等の水使用の合理化、海水の淡水化、下水等の処理水の再利用等の施策が強力に実施されつつある。

(1) 水資源の有限性

われわれは自然界における水循環過程の一断面を利用して水を確保しているのであって、決して無限にあるものではない。一般には、こうした水資源の有限性に対する認識は低く、水は費用さえ出せばいくらでも作れるものであるという考え方を持つ人さえいる。例えば、海水の淡水化は、それに必要なエネルギー問題一つを取上げても極めて困難な事柄であるにも拘らず、コスト論だけで将来十分期待するという世論さえあるのである。

一方、河川間に導水路を建設して流況を調整することによって水を生み出すという方策も提案されているが、導水に伴う流域環境の変化に対する将来予測の困難さ、導水源側の地域発展に対する水の面からのポテンシャル低下に対する処置など、解決の困難な事項が多いので、精々隣接河川間とか、社会的、経済的連結が一体的な区域内の河川間といった特殊の場合に限られる。

要するに河川の開発は流域を中心とし、あくまで有限な水を対象としているのであって、現実には、町作りの頭打ち現象とか、水を求めて工場の移転現象が問題になりつつあるという点に注目する必要がある。

(2) 利水の安全性

ところで、河川水を利用する際、水質の点で支障がないことを前提として、年間を通じて確実に利用でき、しかもその必要量が渇水時においても確保できるならば、水源としての価値が高く、生活と産業の基盤としての水事情は安定しているといえる。しかし、一般に水源施設が最初に設置された場合に比して、第2、第3と水利用計画が進むにつれて、水事情の安定を確保することが困難となり、勢い本来河川の機能を維持するのに必要な河川維持用水とか、古くから農業や生活の必要から生れた慣行水利とかの蚕食が始まる。まさに、わが国の多くの河川における利水の状況はこの典型といえる。

河川の高度開発とは、水をできるだけ多量に、かつ安全確実に供給するようにすることを意味するが、換言すると、貯水池や導水路など水源施設建設の技術的可能の限度と、開発コストの限度をふまえた上で、ある一定の安全度に対応する基準渇水年において用途別、季節別に需要に対応できるように流況を調

整して供給量を確保することである。このような河川の高度開発は開発の最終段階に該当する場合が殆んどと思われるが、その際には、基準の渇水時における計画水量の確保は当然であるが、異常な渇水に際しても、河川環境の保持を前提として、各水利用者がお互いの水利使用の内容を尊重し合って可能な範囲で河川からの恩恵を受けることができるような方策が予めとられておくことが肝要である。

河川法においては、各水利事業に対して、使用許可されるとき条件として、「水利使用規則」という形が採用されて使用水量を約束しているが、流況が基準渇水量以下になった場合には、異常渇水として水利使用の調整が行われることが大前提となっている。（法第53条）このことは、具体的には取水量の調節と各利水事業の節水という形で行われるが、高度開発後は、河川自体の供給余力が極端に低くなっているだけに社会的に重大な事態を惹起することが予想されるのである。こうしたことが起らないように、異常渇水時の乗り切り方策を計画の段階で予め打出しておくこと、すなわち利水の安全性を確保しておくことが、高度開発を推進して行くうえで基本的要件であると考えられるものである。

注）本論文では、安全性は、異常な渇水の時、水利用のうえでどれだけ弾力性があるか、換言すると利水の柔軟性を表わす割合を抽象的に表現する場合に使い、安全度は、基準渇水の年確率を表現する場合に用いる。

(3) 本文の内容

本論文は、このような考え方を基調として、水資源としてもっとも依存度の高い河川の開発に限定して、その高度開発と開発水の量的安全性を保証する技術的手法について論じたものである。

第1編では、利水の安全性に関して基礎的に研究している。まず現行の水資源開発方式について検討し、基準渇水の安全度、異常渇水時の対応策及び河川維持用水についての問題点を明らかにするとともに、これらの問題に対する米国における考え方を紹介している。ついで、これらの問題点を解決するうえでの前提となる基準渇水の安全度の設定法、河川維持用水の意義、需要側の節水の許容限度などについて新しい提案や実態研究を行い、最後に、高度開発利水に関してシステム論的に研究し、一定の水準の安全度を確保したうえで、異常渇水時の安全性を保証するための数理モデルを提案し、節水計算のアルゴリズムについて論述している。

第2編では、相模川、小瀬川の水資源の高度開発への適用についての研究を論述している。まず、相模川の高度開発の問題を取上げ、相模川の治水及び利

水について歴史的過程と問題点を述べて宮ヶ瀬ダム計画が高度開発の中心となる必然性を究明し、さらに、この計画における利水の安全性を具体的に調べるとともに、高度開発に必須の導水路計画について技術的な検討を行っている。ついで、小瀬川の高度開発における利水の安定性について論じ、とくに弥栄ダム計画に対する必要性和異常な渇水となったときの河川維持用水の転用と需要側の節水について、第1編の研究結果を応用して詳細に検討している。

第1編 利水の安全性に関する基礎的研究

第1章 現行開発方式における問題点

第1節 基準渇水の採り方

河川法のうえで利水計画の安全度に関する解釈をみると、「¹⁾ 遂条河川法の解釈」において、「新規利水の許可の基準となる基準渇水流量として、取水地点における最近10ヶ年の最小渇水量の採用を原則とし、水の需給関係の逼迫している河川では、小さい方から第2位のものをとることもある」としており、また、このように定めた理由として、「一般にその河川について各利用者が円満に取水することができる限界の水量であると言う河川管理上の経験的事実に基づく」としている。

ここで、基準渇水年を最近10ヶ年の中から採用することは流量資料の整備の都合などから考えれば一応止むを得ず、また低級の開発の場合には、河川水そのものに余裕があるので、前段の部分には一応の論拠があるように思われる。しかし、最近のように水需要が増大し、高度開発を考えねばならない場合に相当する後段では事情がかなり違ってくると思われる。たとえば、長期的な視野からみて最近の10ヶ年間に比較的に流況の良い時期に相当している場合であれば、たとえ第1位の渇水年であっても、長期の資料の中では大きく後退して、むしろ渇水年とは言えない場合もあり、慢性的水不足を来し、水供給が極めて不安定になる場合が考えられる。

たとえば、一級河川小瀬川では現在の各種水利権量は昭和27年を基準年として²⁾ 設定されているが、表-1.1.1から判るように昭和20～昭和44年中で、昭和27年は第13位に相当しており、今日では毎年のように水不足の状態にある。

また、下久保・矢木沢両ダム計画までは昭和30年の流況を基準としているが、³⁾ 最近の渇水はかなり厳しい状況にある。すなわち、表-1.1.2に示すように昭和20～30年(昭22欠)の10ヶ年中で第2位渇水は昭13～48の35ヶ年(昭22欠)中で第12位渇水となる。

このように、10ヶ年間の資料にのみ基づく基準渇水によって決定される取水量では、安定した安全度を保つことが出来ず、いわゆる取水不能な異常渇水がひん発するという事が生ずる場合があるのである。

表- 1.1.1. 1級河川、小瀬川、防鹿地点流況表

単位 m^3/S

流況 年	最大	豊水	平水	低水	渇水	最小	年平均	渇水順位			摘 要
S20	205.35	12.35	8.00	6.67	6.15	5.74	14.33	7		21	渇水順位 左 欄 S20-S29 中央欄 S25-S44 右 欄 S20-S44
21	171.71	11.44	7.53	6.82	5.94	5.58	12.54	6		20	
22	171.71	10.44	7.81	5.96	4.47	4.12	11.04	2		10	
23	316.34	10.33	8.30	6.29	4.24	3.99	11.47	1		7	
24	121.73	13.07	10.44	8.71	7.16	6.92	12.91	9		24	
25	298.11	12.10	10.09	8.38	7.46	7.01	14.28	10	20	25	
26	710.77	12.55	9.45	7.69	6.62	6.15	15.63	8	18	22	S27年渇水は 非かんがい期で ある。
27	215.57	14.42	11.18	8.10	5.05	4.86	14.18	3	11	13	
28	369.34	13.74	9.41	7.14	5.19	4.94	18.23	4	12	14	
29	404.27	19.63	10.53	8.15	5.90	5.39	19.15	5	16	18	
30	—	11.60	7.30	5.30	3.20	(3.20)	—		3	3	
31	—	20.70	11.00	6.90	4.10	(3.20)	—		6	6	
32	—	17.20	9.00	5.50	2.90	(2.50)	—		1	1	
33	78.90	11.90	9.86	7.83	5.77	4.40	10.90		15	17	
34	87.30	12.90	9.70	6.35	4.65	4.52	11.90		10	12	
35	411.00	11.00	7.42	5.11	4.33	3.70	11.50		8	9	
36	128.00	11.10	8.87	6.92	5.21	4.77	12.10		13	15	S37年大竹市 元町地区井戸水 枯渇する。
37	296.39	13.77	9.54	8.48	7.06	5.19	16.15		19	23	
38	—	20.50	10.28	7.74	5.93	5.62	22.72		17	19	
39	—	11.50	7.30	5.90	3.40	(3.00)	—		4	4	
40	799.12	14.64	10.42	6.57	4.28	4.02	14.06		7	8	
41	362.40	14.17	10.40	6.94	5.56	4.71	15.02		14	16	取水制限を行う。
42	484.97	12.57	7.92	5.09	3.10	2.36	12.91		2	2	
43	152.60	7.02	5.66	4.82	4.49	3.87	7.73		9	11	
44	480.16	6.66	5.40	4.53	3.51	2.94	10.11		5	5	
平均	321.19	13.45	9.04	6.67	4.89	4.32	14.16		—		平均はS25-S44 の20年間のも の。
摘 要	()はタンクモデル法により求めた流況である。										

表- 1.1.2. 利根川, 栗橋地点流況表

単位 m^3/S

流況 年	濁 水	最 小	濁 水 順 位		摘 要
13	1 0 0.0 0	9 5.0 0		2 7	濁水順位
14	9 4.4 0	8 4.3 0		2 4	左欄
15	9 5.5 0	5 5.3 0		2 5	S 20~S 30
16	8 0.0 0	7 6.0 0		1 9	右欄
17	8 8.0 0	6 6.0 0		2 2	S 13~S 48
18	7 3.0 0	5 1.0 0		1 3	
19	7 7.0 0	7 0.0 0		1 7	
20	8 6.0 0	7 8.0 0	3	2 1	
21	6 3.0 0	2 5.0 0	1	7	
22	—	—			
23	1 5 5.0 0	1 4 5.0 0	1 0	3 5	
24	1 1 8.0 0	5 1.0 0	6	3 0	
25	1 2 2.0 0	1 0 5.4 0	7	3 2	
26	9 8.0 0	8 2.0 0	4	2 6	
27	1 2 3.0 0	8 5.5 0	8	3 1	
28	1 0 5.8 4	9 1.7 2	5	2 9	
29	1 2 3.5 5	7 9.0 7	9	3 3	
30	7 2.1 0	2 4.4 0	2	1 2	
31	7 1.0 0	2 2.1 0		1 1	
32	1 0 3.2 0	9 0.4 0		2 8	
33	2 8.4 0	6.0 7		1	
34	1 3 8.0 0	7 7.2 0		3 4	
35	5 7.6 0	3 8.7 0		6	
36	4 2.4 0	1 0.9 0		2	
37	5 2.1 0	3 5.3 0		4	
38	9 2.6 0	5 6.7 0		2 3	
39	6 8.4 0	5 5.2 0		9	
40	7 4.6 0	4 0.9 0		1 6	
41	7 3.8 4	5 6.8 0		1 4	
42	8 0.8 5	5 7.7 0		2 0	
43	7 8.5 4	6 9.9 3		1 8	
44	7 3.4 6	4 0.5 2		1 5	
45	6 9.8 8	5 2.0 7		1 0	
46	6 5.1 8	4 6.9 0		8	
47	5 2.3 6	3 3.1 9		5	
48	4 7.2 0	3 7.3 9		3	
13~48	8 3.5 5	5 9.7 9			

第2節 異常渇水に対する処置

異常渇水に際して関係利水者間の水利使用の調整を行うことは前述の通りである。しかし、現実に水源開発を実施する場合には、予め計画の段階において渇水時の対策を折り込んで置かないままに事業が進められてきており、供給量に対応する需要側の節水対策、需要相互間の調整がそれぞれ実際に渇水に見舞われた後ようやく行われるというのが実態である。そのために関係者の利害の対立から円滑な調整が困難になっている場合が多い。また、調整の困難さから、その場しのぎの措置で過してしまう結果、渇水調整での不足量（未調整量と言える）を新規需要量の中に折り込んで次期の水源手当の実施を強いる場合も生じてくる。

典型的な例示として小瀬川の場合を概説してみよう。一級河川小瀬川は、図-1.2.1に示すように、瀬戸内海へそそぐが河口に広島・山口両県境にそれぞれ大竹市・岩国市という用水形工業の発達した町があるため、主水源である小瀬川の利用率は経済成長の波に乗って急増した。昭和33年には水配分に関する建設大臣裁定⁴⁾というものが打ち出され、「慣行農業水利権」のほかに、「旧権」、「新権」、「上水」、（その後小瀬川ダムの建設により「ダム権」が加わった。）という独特の水利権区分が存在することとなった。ここに、

- ① 慣行農業水利権：旧河川法（明治29年）以前から農業用に取水していた水量。
- ② 旧権：昭和33年以前に許可を受けている工業用水。
- ③ 新権：昭和33年の大臣裁定で許可を受けた工業用水。昭和20年から昭和29年までの10ヶ年での渇水第3位にあたる昭和27年の渇水量を基準とし、「旧権」と「上水」とを差引いたもの。
- ④ ダム権：小瀬川ダムで開発された工業用水で、基準渇水年は昭和27年。

表-1.2.1でみると全水利権は $6.367 \text{ m}^3/\text{s}$ で、水収支の計算の際に基準となる流量を測定する基準地点での流況表（表-1.1.1）からすれば、最近ではほとんどの年ごとに渇水量が水利権量に満たないという実情である。

そこで当然のことながら、水利調整の必要が生じて、昭和38年「小瀬川管理協議会」が発足し、渇水時の不足分を話し合いで調整している状況である。その一例として、昭和44～45年の渇水時に実施された調整が表-1.2.2にまとめられている。河川としての供給能力を越えた取水のために止むを得ず調整手段を講ずることになるのであって、最大の要因は第1節でも述べた通り基準渇水年の選定に際して、需要量が強く打ち出され、安全度の低い水利権を許可した点にある。現在でも、各利水者が円満に取水できる限界を越えた事態が続発して、調整が難しく、紛争の種と

なっている。

この悩みを解消するために建設省の手によって弥栄ダムの建設が進められているが、第2編で詳述するようにその計画では基準渇水年として昭和39年を選んでい
る。表-1.1.1によると20ヶ年中第3位渇水年で、ほぼ5年に1度の渇水年に相
当するが、貯水池の必要容量の中には新規利水分だけでなく、前記の既得水利権量
に対する不足分(昭和27年渇水から昭和39年渇水へ基準を上げた分に対する)
をも含ませることになっている。

管理協議会で渇水のたびに話し合いが難行しているため、弥栄ダムの完成が待たれ
る訳であるが、渇水に対する計画性のある措置、即ち、取水制限や、節水に対する
ルールを確立させることのないままに渇水を迎える関係者にとっては、当分の間は
協議難行が続く訳である。

弥栄ダム計画においては、同ダム完成後の渇水乗り切りのためのルールを事前に
確立しておく必要があることはいうまでもない。

図-1.2.1 小瀬川流域図

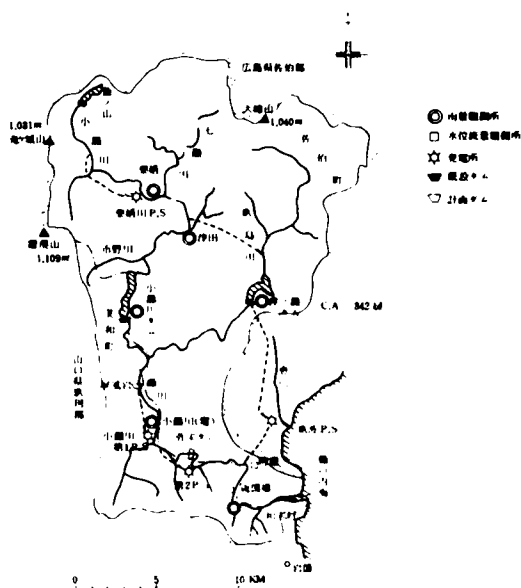


表-1.2.1 小瀬川利水一覧

水利権の種類	水利権者名	取水量 (m ³ /s)			備 考
		山口県	広島県	計	
農業用水	和 木 町	0.139			
	大 竹 市		0.278		
	計	0.139	0.278	0.417	
旧 権 (昭和33年 9月の建設 大臣決定以 前の水利 権)	日本紙業(荏防工場)	0.150			
	三菱レーヨン		1.542		
	大 竹 市 (上水)		0.190		
	大 竹 市 (工水)		0.116		
	計	0.150	1.848	1.998	{ 大竹紙業 0.116 m ³ /s
新 権 (昭和33年 9月の建設 大臣決定に よる水利 権)	大 竹 紙 業		0.556		
	日本紙業(大竹工場)		0.556		
	三 井 石 油 化 学	0.128			
	山 口 県 企 業 局	1.278	0.544		
	計	1.406	1.656	3.062	{ 三井石油化学 0.992 m ³ /s 興亜石油 0.278 m ³ /s 和木町上水 0.008 m ³ /s
ダム 権 (小瀬川ダム による水利 権)	山 口 県 企 業 局	0.445			
	大 竹 市 (工水)		0.445		
	計	0.445	0.445	0.890	{ 興亜石油 0.097 m ³ /s ユニオン石油 0.042 m ³ /s 三井石油化学 0.306 m ³ /s 三井東洋 0.278 m ³ /s 日本紙業(大竹) 0.167 m ³ /s
合 計		2.140	4.227	6.367	

表－ 1.2.2 S 44 渇水時の小瀬川水利調整

水利権 \ 期間	夏 期 第 1 次 9/22～9/30	冬 期 第 1 次 11/14～11/27	冬 期 第 2 次 11/28～1/31	冬 期 第 3 次 2/1～2/26
上 水	5 % 0.190	20 % 0.158	20 % 0.158	20 % 0.158
ダム権	5 % 0.850	20 % 0.710	27.5 % 0.650	48.75 % 0.456
旧 権	10 % 1.627	20 % 1.450	27.5 % 1.300	37.5 % 1.131
新 権	20 % 2.443	40 % 1.830	50 % 1.526	60 % 1.221
計	5.110	4.148	3.634	2.966

上段：水利権量に対する節水率（％）

下段：調整後の水利量（ m^3/S ）

第 3 節 河川維持用水に対する扱い

河川維持用水については、河川法第 1 条の中に「……，流水の正常な機能が維持されるように、……」と記されており、また河川法施行令第 10 条には、「河川の適正な利用及び流水の正常な機能の維持に関する事項については、流水の占用、舟運、漁業、観光、流水の清潔の保持、塩害の防止、河口閉塞の防止、河川管理施設の保護、地下水位の維持等を総合的に考慮すること。」とされている。しかし現実その必要量を確定するための根拠は不明確の場合が多いため、河川の余剰水であるかの如く受け取られる場合がある。今までに、基準渇水年においてこれの必要数量を確定した例は少ないが、確定した場合でも、既得用水に上乘せした程度のもので、異常渇水時に一時転使用することによって有効な補給水としての役目を果たすことを明瞭に期待できるものはすくない。

このことは、維持用水の存在の理論が明確にされていないことにもよるが、多くの河川が未だ高度開発の状態に至っていないために、水質の保全とか、動植物の生存等にどれだけの流水が必要であるかを必ずしも明確にする必要がなかったためとも考えられる。しかしながら、今後の高度開発に際してはその必要性をはっきりとさせる必要がある。

第2章 米国における供給水量の安全性について

ダム王国たる米国では、供給水量の安全度に対して現実にどの程度の考慮が払われているかについて責任者へ書簡質問によって調査をした結果は、次の通りである。

第1節 Corps of Engineering の場合

水資源開発担当の一翼である米国陸軍の Corps of Engineering における開発水量の安全度に対する考え方は、需要の用途によって変えて行く方法を採用している。即ち、水不足止むなしの尺度は、リクリエーション、魚類とか野生動物のために用いる場合は10年に1度。かんがい用水の場合20～50年に1度。工業用水、上水道用水では不足させない、即ち100年に1度程度の設計基準としたいとする考えがある。

しかし、少なくともわが国の現状のような基準渇水年と言ったものではなく、数年に亘る渇水の実績を基にして水文統計学の手法により確率処理をして、安全度を評価しようとしている。(Corps of Engineering 水文技術センター所長 Mr. Bill, S. Fichertの書簡より)

第2節 Bureau of Reclamation の場合

水供給の今一つの機関である内務省の Bureau of Reclamation においては、開発水量の安全度に対して我々の当面している問題と同様なことに出喰わしており、最良の解は得がたいものであるとしているが、一般的に次の4通りの方向で検討を進めている。即ち、

- a. 得られた水文記録中で最も条件の悪い1年もしくは数年を含む渇水期間を採用して、開発水量を決定する方法。
- b. 需要の原単位の増加に伴い制限使用を余儀なくされている現状を基準とし、全使用可能量との差を基にして、開発水量を決定する方法。この考え方は需要側から我国の場合でも当然考慮して良い事であるが、供給源が限られている場合には、需要サイドのみの条件で開発水量は決め難く、高度開発の場合は不可能といえる。
- c. 多目的ダムの利用率を高める方法としては、かんがい用水に対して、渇水時

20~30%, 最悪状態の年には50%の給水制限を行ない、(但し、10年を通じての不足量合計が100%を越えないようにする。)不足分を農業用水にしわよせする事によって、各種の用水を全体的に調整するということをせずに、そのときの利用可能水源を特定の用途に最大限に活用する方法。この方法では都市用水は給水制限をうけないですむ。我国の場合も渇水時の実態としてかんがい用水にかなりの制限が加えられている点で理解できるが、この程度で過せる程我国の水源には余裕がない。

- d. 開発水量が限られているので、最も経済的な利用法、水質と環境保全の要請を考慮に入れて需要割当をする方法。即ち、開発計画の組織化、公式化とも言うべきもので、需要を充足するためのいくつかの開発計画の中から、経済的なものを選び出すという方法である。(Bureau of Reclamation計画調整部長 Mr. W. W. Reedy の書簡による)

以上の様な開発水量算定のための方法は、開発規模や需要発生経過が異なる我国の場合とはやはり比較し難い。結局は、基準渇水年とか、安全度の問題は我国独自に、乏しい供給源の中で答を出さざるを得ない問題であることが分る。

第3章 高度開発の要素と安全性に関する研究

水資源の高度開発を行うためには、第1章で述べた問題点を解明する必要がある。供給側のみの開発努力だけでなく、開発計画の一環として河川維持用水、需要側の節水等を渇水時に活用するルールを打ち立てることが開発水量の安全性を確保するための重要な要素である。

第1節 基準渇水

基準年に対する現行の取り扱いとは第1章第1節で述べたように、最近10ヶ年中の第1位又は第2位の渇水年を採用する方式である。しかし、この方式については安全度に対する評価に不安が残っていることは前述のとおりである。

そこで、高度開発においては、基準渇水年の設定に当って、できる限りの長年月の流量資料を統計的又は確率的に処理する方法を採用する必要がある。流量資料が少ないときでも雨量資料ならば長期間のものが有るという場合には、基準地点上流域における平均雨量と流出量とが相関関係にあることを応用するなどして流量資料を補足する必要がある。

その際に重要なことは、基準年における流量の多寡ではなく、基準地点の需要水量と流量との差の渇水期間における総量、即ち渇水の規模が何年に1度に相当したものである。

今、基準地点における（既得利水量）＋（維持用水量）＋（新規開発水量）の合計を（要確保水量）とするならば、基準点流量と要確保水量との差は水源施設によって補給されねばならない。例えば、夏と冬の2度の渇水期がある場合には利用率の高い河川にあっては夏渇水の補給をすることによって、貯水池水位が回復しないまま引き続いて冬の渇水を迎える場合がある。この場合の渇水期間としては当然夏渇水から冬渇水までの全期間を1渇水期と数える必要がある。その結果、計画している水源施設によって補給できれば良し、補給不能ならばいわゆる基準渇水を越えて異常渇水の状態となる。この様な補給計算を流量資料を用いて出来る限り長年月実施した上で、そのうちから何年に1度の渇水規模に相当する年（例えば30年間で第3位の規模の渇水年）を選んで基準年とし、それに見合った開発水量を決定して行く方式を採用しなければならない。

基準年の設定に際して上記のような処理方式を採用することにより、安全度に対

する評価を現行の場合よりもはるかに合理性あるものにさせることができるのである。

ところで、ここでいう安全度を評価する方法としては、前にも記したように、確率論ないしは、統計論を利用すればよいが、渇水は不足期間と不足量が関係してくるので通常の理論が必ずしも合理的に利用できるとは限らない。すなわち、水源施設の規模を仮定しなければ、水不足の状態は不明である。

そこで、実地的な方法としてつぎの手法を提案したい。まず、地形的に可能な水源施設を仮定し、上記の流量資料を用いて水補給の計算を行う。すると流量時系列の中で、いろいろの渇水期間に対する補給水量が算定される。この補給水量の大きいものから順次並べると、第1位の渇水期間、第2位の渇水期間、……、が求められるが、この順位を以って安全度を評価する。

つぎに、安全度の基準についてはいろいろの議論もあるが、現用の10年に1度の割合というのは、著者の経験からしてもとくに不都合がないので、できれば10年に1度程度の渇水をもって基準渇水とするのがよいと考えるのである。

表-3.1.1²⁾は小瀬川に弥栄ダムを計画した場合の水の補給計算結果であって、年間のみを対象として渇水をみたときには第1位32年、第2位42年、第3位30年の順で渇水年となっているが、これをダムによる補給を考慮した場合は、第1位42～44年、第2位34～37年、第3位39～40年の順に水量が不足することとなる。この例では対象期間が20年間であるので、小瀬川で弥栄ダムを計画する場合には、できれば表-3.1.1の第2位の34年～37年のもの（この場合は長期にわたるので多少問題がある）、あるいは第3位の39年～40年の渇水を基準渇水とすべきだというのが著者の提案である。

表-3.1.1 小瀬川における基準点流量順位（昭和25～44のうち）

順位	実績による	補給計算による
1	32年	42年～44年
2	42年	34年～37年
3	30年	39年～40年
4	39年	44年
5	44年	31年～32年

（注）弥栄ダム計画における補給計算による。

第2節 河川維持用水

河川維持用水は、河川の開発が高度になればなるほど、その位置づけと適正な水量について是非とも明確にする必要が生じてくる。そこで、ここで維持用水の機能が河川の流水の中でどのような位置にあるかについて検討しておく。

① 河川維持用水の機能とそのあり方⁶⁾

河川はその沿岸に人が住みつく様になって以来の資源であるが、文明の発展に不可欠のものとなるにつれて、いわゆる河川の正常な機能が形造られてきている。

維持用水は、内容が実に多種多様で、有機的に、総合的に機能は発揮されるべき性格をもつといわれて来た。しかし、維持用水の果すべき役割については、そのもつ性格を明確にするにつれて、次第に限定されたものになってくる。以下このことについて検討する。

① 舟運と各種用水源、並びに河川環境の保全（観光、漁業）の場合

丸太流しから筏流し、それに舟航、そして明治の河川工事は先づ低水工事であった。それはもっぱら舟航の目的から、水深と水位の維持を計るための工事で閘門が設けられ運河が開削されて、今日尚役立っている河川もある。しかし今日では道路交通の発達のために少くともわが国においては、殆んど実用的価値は失われてきている。

しかし、当然のことながら、用水源として適正な水質を保持しなければならないが、最近のわが国では多くの河川の中・下流部においては汚濁化が著しいために、用水源としての価値を失なわれつつある状態である。水質改善対策としての法的規制と河川管理の強化が望まれているが。

一方、河川の上・中流部は今後増大する用水の水源としてますます貴重な存在となるのであるが、そこは観光リクリエーションの場でもあり、同時に漁場でもある。そこで、まず観光（名勝景観といっても良いが）について眺めると、河川流水との一定の量的な結びつきが従来あるわけではない。かりに名勝地の upstream にダムが建設された場合、名勝地の川辺に霧を発生させるとか、ときおりの出水によって特殊な自然条件をつくり出すなどのすべてを満足することはできないとしても、主役たる流水はゲート操作により放流できよう。

具体例の二、三をあげてみよう。

(1) 三段峡：特別名勝・天然記念物（文化財保護法適用）

大田川水系柴木川第1発電所の建設に伴う名勝の現状変更許可条件として、上流の樽床ダムからの責任放流は「毎月5月1日から11月15日の間 $0.4 \text{ m}^3/\text{s}$ 」

を放流すること」となっている。

(2) 層雲峡：特別地域（自然公園法適用）

石狩川水系層雲峡発電所の建設に伴ない、河川流量に増減をおよぼすことになるため、その許可条件として層雲峡ダムからの責任放流は

(a) 放流期間：毎年5月1日～10月31日

(b) 放流量：6 m^3/s 以上の期間 5月1日～5月10日
7月1日～10月31日

9 m^3/s 以上の期間 5月11日～6月30日

(c) 放流時間：午前6時から日没30分後の間（日没時刻は期間別に詳細を別示）

そのほか、長門峡、豊平峡などについても景観保存のためのダム放流条件が決められていたり、極度の取水によって見るかげもなくなった河川の姿を取りかえし、河川環境保全のために、計画されているダム放流水など、河川維持用水のこの面でのあり方を示しているものと思う。

つぎに、漁業と河水との関係であるが、社会環境の変化につれて河川漁業の形も当然変わっていくが、わが国では、蛋白源としての川魚の役割は殆んど終わっているといっても良からう。しかし、いまや主として嗜好的な魚としてのアユ等の漁業や、釣りの楽しみまで不要であるといえる人はいないだろう。昔は釣人で賑わった場所なのだが、今は全く人影さえ見当たらないといった例は数知れずある。

ダムの建設によって漁族は遡上の進路を塞がれ、または、水質の悪化につれて中・下流部での棲息範囲も狭められている河川が多く、漁業専門家等の間では当然対策を検討し、養魚、魚種転換などを具体化しつつある。

このような漁業の存続は是非とも成功させる必要があるが、その一方策として区域を指定して、漁場とし、魚族の棲息に適する環境を作ることが考えられる。そしてその区域では、従来の内水面漁区の場合のように、単に幼魚を放流するだけでなく、河床の状態や藻類の繁殖、水質水温等環境を整備し必要な流水を確保して行くことも必要である。

将来の河川漁業は、前述の観光部門の場合とともに、特定利水の一部門として積極的に維持用水部門から独立し、必要があれば水量確保のために多目的ダム事業へも参加することを考えて良いのではあるまいか。

② 水位、地下水位を保つ機能、河川工作物を保全する機能

河川から引水するために、取水位を保つことは維持用水の効果と考えられる。

近時砂利・砂の採取量が多くなったために（加えて砂利の供給源である上流域

では、砂防ダムや発電または多目的ダムの建設が盛んなため、河床低下の現象が著しく、用水の取入れ水位を保つことが困難となった。そこで既得水量を取得するために、取水口を上流に移動させるとか、取水堰を造りなおすとかして、苦労している例が多い。また河川水位の低下に伴って、付近沿岸の地下水位も低下し、そのために井戸が涸れて、住民からの苦情が出、河川管理者はその対策に苦慮している例が多い。木材を主体とした床止め工、護岸根固め工などの管理施設や、井堰や多くの工作物などは一定の水深を保つことによって耐用年数を伸ばすことができるが、水位の低下によって更新期間をはやめてきている。

今後、用水源としての河川のあり方からして、取水が安定した形で行ない得るような方向に行政的・技術的な努力が要求されることになろう。その際既得の用水、とりわけ農業慣行水利については、その必要性を再検討のうえ合理的な水量を定めること、その群小の取水口を合口して安定取水のために強固な合口堰を設けること、など合理化対策を合わせ検討して行く必要がある。そして合理的な取水方法が具体化するとき、取水水位保持の効用は維持用水としては不用なものとなって行くことになろう。

なお、地下水位の低下は河川の沿岸ぞいの場所毎に固有の被害を及ぼすが、やはりそれに対する処置は十分に可能である。

③ 河口の維持と河口堰

河口近くはいわゆる感潮区域で、沿岸流や潮汐の影響を受け、砂嘴が発達することが多いが、治水上河積を保持する必要から、堆積土砂を排除して、たえず維持浚渫する必要がある。またかんがい期に水田へ海水が浸入して干塩害が起こるが、これを防ぐ必要がある。流水の正常な機能によって、治水上河口を維持し、塩害を防止するための必要流量というものは各河川毎に維持されなければならない。

ところが近年、河口部に堰を設けて海水の遡上による塩害を防止する計画が、盛んに行なわれるようになって、従来河口付近において流水が果たしていた役割を解除すると同時に、せき止められた流水は用水に転換利用することができ、まさに一石二鳥の施設としてクローズアップされてきた。

堰は、設計上、施工上、また漁業補償などの幾多の困難な問題を持ち、浚渫作業によって河積の維持を行う必要が新たに生ずるが、これらを越えて価値ある施設として、水資源開発の一翼を担いつつある。そしてこの段階では維持用水は特定の利水用途へ、有効に転換されることになる。

④ 異常渇水の補給用水としての機能

本来、河川は地域差こそあるけれども、用水源として相当の余裕をもっている。しかしながら、今や都市用水を始めとして各用水の需要は急速に増加し、加えて維持用水の中の相当部分さえも、特定用水へと振り変わりつつあるので、異常渇水時の非常用水を確保しておくことが必要なものとなってきた。

この維持用水を確保する方法として、貯水池の建設を考えた場合、洪水を貯留して有効に利水用途に転換して行く方法はすでに多目的ダムの基本的なあり方となっているが、同様のやり方で、流域の異常渇水に対して補給して行ける形態のダムが基本形となる。従って、ダムの集水面積は小さくても一向差し支えない。ダム下流の既得水利に支障を与えないことを前提に、2～3年間で満水になる貯水池を考えてみたい。要はダムサイトがすぐれた地形・地質をもち、貯水容量が大きくとれる場所であれば集水面積は不均衡に小さくとも良い。まさに経年貯留の水ガメを作るという事になる。

⑤ 水質保全対策上の機能

全国の河川では殆んどが環境基準を設定しており、基準地点の低水量が汚濁負荷量とともに水質問題の基本を形作っていることは多言を要しない。近年都市河川の汚濁対策として、河川の余剰水の一部を用いて浄化を図る事業が行なわれている。

そこで、2～3の例示をしてみよう。

(1) 隅田川汚濁対策事業

隅田川および新河岸川の浄化のために、荒川と利根川の余剰水を $30m^3/s$ を限度として埼玉県秋ヶ瀬地点から、新河岸川の上流へ導水しているもので、昭和43年3月までは利根導水路が完成していなかったもので、表-3.2.1に示すように荒川の余剰水だけの注水であったが、表-3.2.2のように相当の実績を上げており、4月以降は利根川の水も加わることになって、一段と浄化の実を上げているようである。

表-3.2.1 荒川から注水した浄化水量

(2) 寝屋川汚濁対策事業

淀川の余剰水 $20m^3/s$ をポンプ送水して寝屋川上流に汲み上げて、寝屋川および大阪市内河川の浄化を図ろうとするものである。

年 度(昭和)	通 水 量(m^3)
39(9, 10月)	72,000,000
40(1~12月)	206,000,000
41(同 上)	331,000,000
42(同 上)	280,000,000

(注) 水資源開発公団資料による。

(3) 正蓮寺川利水事業

淀川の派川である正蓮寺川の上流を埋立て、従来の維持用水（主として浄化の役割を果たしていた）8.5m³/s を利水用途に転換利用し、下流の浄化には河水に代えて22m³/sの海水をポンプ送水することになっている。

表－3.2.2 隅田川における浄化効果

地 点	通 水 前 B. O. D (P.P.m)	通 水 後 B. O. D (P.P.m)
浮間橋（新河岸川）	4 5	1 0
志茂橋（新河岸川）	3 0	1 0
小台橋（隅 田 川）	2 0	1 0
両国橋（隅 田 川）	1 0	6

（注）建設省資料による。

そのほか名古屋市内の堀川の浄化問題とか、鶴見川、多摩川など都市河川の汚濁対策については、今後の都市河川の役割からみて、公共事業の対象として重点的な配慮が必要と思われる。

浄化の問題は、都市河川がすでに用水源としてではなく、排水河川としての機能を発揮し、住民の生活環境を向上させるための不可欠の存在であるから、広域的な下水道の整備と水質汚濁に関する法的規制の強化を前提として、河川の浄化業務を固定化して行くべきであろう。

下水道の整備は未だし、工場排水の規制も今後を待つ、とすれば河川の汚濁対策のための浄化用水は、河川維持用水の中での重要な位置を占める存在である。

今後の浄化用水のあり方としては、下水道の整備や工場排水の規制、水質保全に関する規制の強化などとの関連において、必要量を貯水などで確保のうえ、導水して充当することが適当であると思われる。

⑥ 維持用水と基準渇水

以上述べたように、河川の維持用水にはいろいろな機能があり、また、河川によってはその全部の機能を具備しなければならない場合、その一部でよい場合など、種々様々である。しかし、特定の河川について詳細な調査、検討を行えば、従来総括的な必要性のみがいわれてきた維持用水を、機能別に明確化することができるはずである。そのときには、他の用水と同様に水補給計画の中で論ずることができるようになる。

そこまでいっていない現状においても、河川の維持用水には上述のような機能があって、少なくとも基準渇水に対して維持用水を確保しなければならないことは明確である。

② 高度開発河川における異常渇水と維持用水

まず、維持用水の機能の中で、水質の保全や、動植物の生存、景観の保存等河川

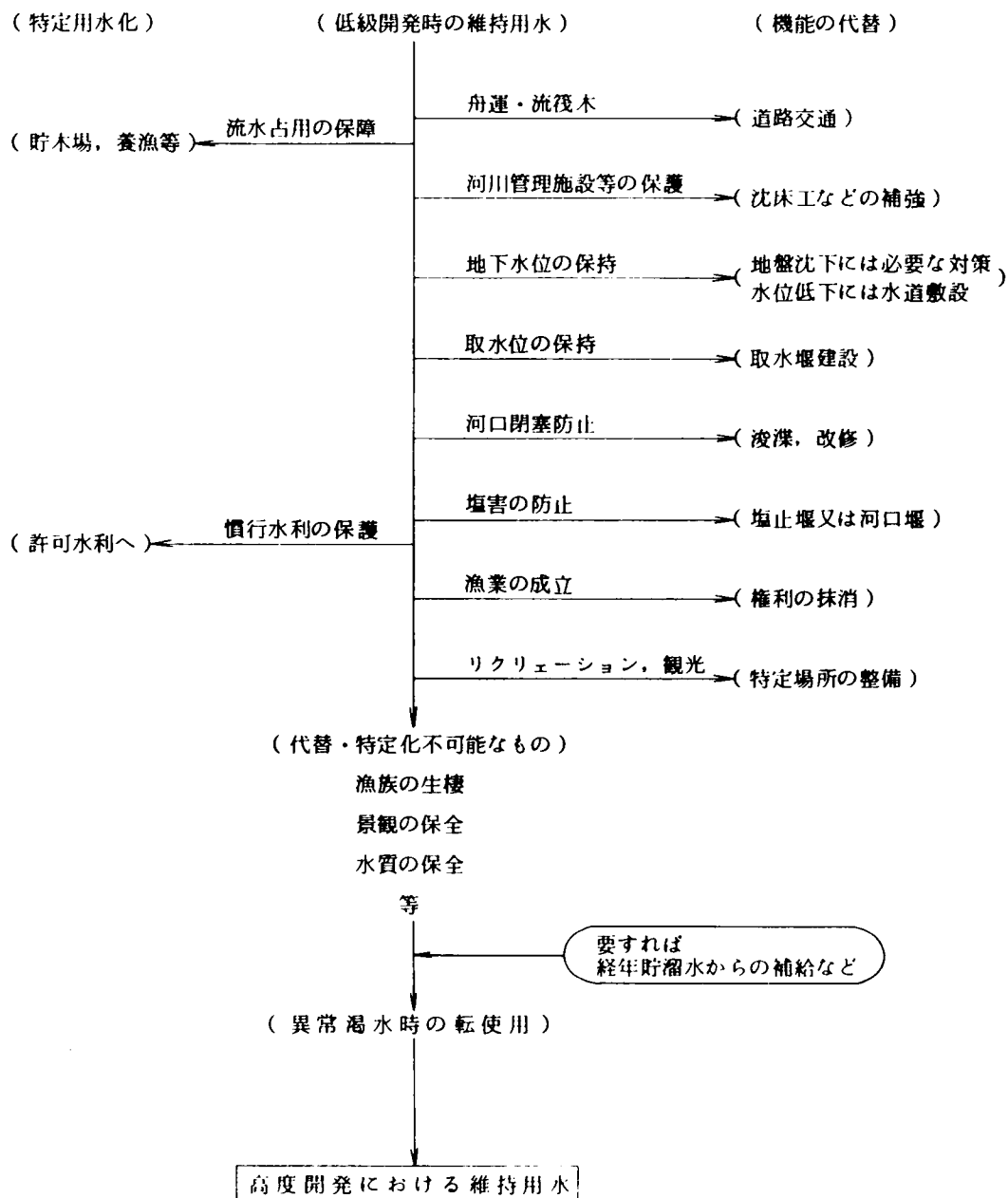
環境の保全のために基準渇水時を対象として必要量を設定するが、河川によっては流水の占用の保持やその他の要素が加わることもありうる。

ところで、異常渇水時の水不足を補う手段として、すなわち、水供給の安全性を保証するために需要側の節水ルールを確立するのと相俟って、維持用水の一部転用を考えることにする。この時には当然のことながら、基準時に於て設定した維持用水が不足することになるが、開発コストを考慮した上で可能であれば転用分と併せて経年貯溜の補給専用貯水池を建設して不足量の一部に対する補給を行うことも考えられる。

元来、維持用水は平常時にあっては、河川の浄化用水としての役目を持ち、そのために必要な水量が利水量と並んで水源手当されるのであるが、異常渇水時には一時的に浄化の機能を減少させても需要の不足量を補う役目を果さざるを得ないのである。したがって維持用水の量は平常時の必要から算出されるものに対して、異常時には、需要側の節水と合わせて水質保全を計りつつ何%かの節約をすることとなる。この場合どれだけ節水し、またどれだけ転用するかはかなり難しい問題で早急に結論をだすことは困難であるが、人間の一生に一度程度の割合で最悪の事態となってもやむを得ないとするののも一つの考え方として成立するだろう。

図－ 3.2.1 は低級開発時の維持用水が、高度開発時にはどのようなかを流れ図の形で示したもので、維持用水がもっている各機能のあり方がカッコ書で示されている。とくに注意しなければならないのは、異常渇水時の転使用は、需要側の節水と合せて高度開発計画時に予め検討しておき、異常渇水時における水供給の安全性を明確にしておかねばならないということである。

図－ 3. 2. 1 河川の高度開発における維持用水姿図の一例



第3節 需要側の節水

水不足が生ずると用水需要側は節水を余儀なくされることになるのは当然の成り行きである。一般の上水道利用から各種の工業用水道利用に至る間には、水の利用形態に相違があるので、それぞれの節水の量的限度や、時間的限度が異なるのは当然のことであるが、生活用水を対象に調査された2～3の具体例を示すと次のようになる。

先づ、表－3.3.1、図－3.3.1は昭和44年に建設省関東地方建設局が水道利用者に対してアンケート調査した結果をまとめたものであるが、給水制限率30%の欄で、1ヶ月は大丈夫という人が15.9%、2ヶ月は何とか切り抜けられるとの回答が10.3%で、これを合計すると全体の26.2%の人が2ヶ月は持ちこたえられるとの数値が出た。これは表中で最も高い比率でもある。⁶⁾

また、表－3.3.2は東京都上水道の給水制限実績表であるが、35%節水以上の状態になると昼間10時～17時と夜間22時～5時の間を断水すると言うきびしいもので、この状態での節水日数が渇水乗り切りの鍵となっている。⁸⁾

表－3.3.1 節水率と期間に関する意識調査結果

設 問	節 水 率		10%節減		30%節減		50%節減	
	回 答 数	割合(%)	回 答 数	割合(%)	回 答 数	割合(%)	回 答 数	割合(%)
これ位なら期間を問わずに余り支障はない	1,902	41.4	—	—	—	—	—	—
5日位は何とか切りぬけられると思う	243	5.3	964	21.0	1,700	37.0	—	—
10日位は	236	5.1	970	21.1	650	14.1	—	—
1ヶ月位は	542	11.8	729	15.9	463	10.1	—	—
1ヶ月も続くと病人がでると思う	—	—	—	—	275	6.0	—	—
2ヶ月位は何とか切りぬけられると思う	—	—	471	10.3	—	—	—	—
3ヶ月位は	600	13.1	—	—	—	—	—	—
半年も続くとあと病人が出るだろう	84	1.8	204	4.4	—	—	—	—
1年も続くと東京から出ていくと思う	82	1.8	178	3.9	280	6.1	—	—
一滴たりとも絶対だめである	41	0.9	62	1.3	169	3.7	—	—
その他	181	3.9	249	5.4	554	12.1	—	—
無回答	683	14.9	767	16.7	503	10.9	—	—
計	4,594	100	4,594	100	1,594	100	—	—

図-3.3.1 給水制限と
許容限界期間についての
回答者率

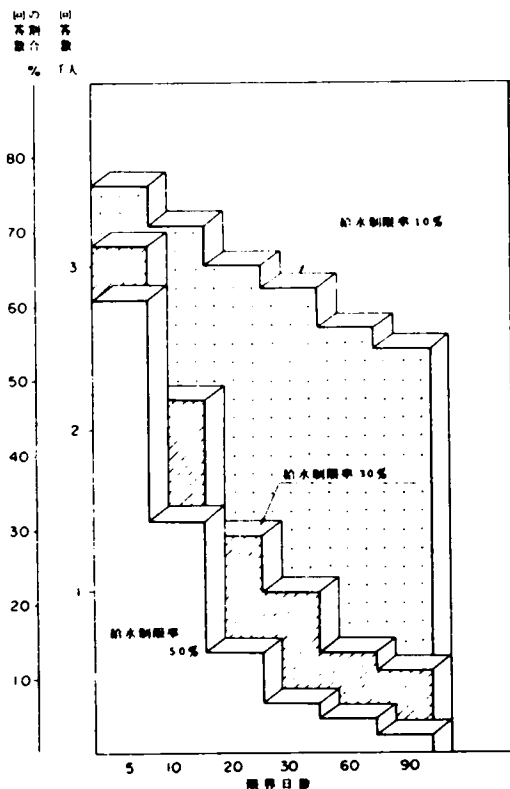


表-3.3.2 東京都に
おける給水制限実施の
経過

制限給水の段階	実施期間	日数	対象区域	制限時間	節水率%
第1次	36-10-20 37-4-15	約6ヶ月	貯水池系17区, 54.5万世帯	深夜間22時～5時	8.4
第2次	37-4-16 37-5-6	21	"		23.8
第3次	37-6-7 37-6-30	24	貯水池系17区, 60万世帯	深夜間22時～5時 昼間10時～16時	35.5
第3次緩和	37-7-1 37-9-12	74	"	深夜間22時～5時	12.5
第1次	37-9-13 37-11-20	69	貯水池系17区, 54.5万世帯	"	13.2
第2次	37-11-21 38-11-4	約1年	"	深夜間22時～6時	19.3
第2次強化	38-11-5 39-4-17	約5ヶ月	貯水池系17区, 60万世帯	深夜間22時～6時 昼間全般的な水圧低下	29.1
第2次	39-4-18 39-6-15	59	"	深夜間23時～6時	22.8
第1次	39-6-16 39-7-9	24	貯水池系15区, 42.1万世帯	"	11.8
第2次	39-7-10 39-7-20	11	"	深夜間22時～5時 昼間全般的な水圧低下	25.6
第3次	39-7-21 39-8-5	16	"	深夜間22時～5時 昼間10時～17時	35.5
第4次	39-8-6 39-8-14	9	"	"	47.1
第4次強化	39-8-15 39-8-24	10	"	"	47.7
第3次	39-8-25 39-9-13	20	"	深夜間22時～6時 昼間断水を生じない 操作で低水圧化	25.4
第2次	39-9-14 39-10-1	18	"	深夜間22時～6時	26.1
第1次	39-10-2		"	"	

更に、表－ 3.3.3 は主水源たる相模川の昭和 42 年渇水における横浜市⁷⁾の例であるが、制限内容を突込んで調査してみると、

- 大口需要者に対する使用量を 30 % に抑制。
- 高台での時間断水の実施。
- プールの使用禁止。
- 洗車場の蛇口封印。
- 東京分水量 50 % 抑制。
- バルブ操作による給水制限の実施。

等の状態が節水率（取水制限）30 % を越えた段階で実施されており、日常生活の活動にも相当な支障を来たことがうかがえる。

以上の例示からみて、生活用水を中心とした場合は 30 % 節水を許容限度の目標としてみることも、現実的でありかつ妥当のように考えられる。

表－ 3.3.3 横浜市における給水制限実施の経過

実施期間	日数	節水に伴う主な行事・現象	取水制限
42-5-30 42-6-1	3	県・市それぞれ渇水対策本部設置	10 %
6-2 6-5	4	東京分水 20 % 節水、バルブ調整開始	20
6-6 6-8	3	高台及び管末の給水不良に備えて、給水車 20 台 東京分水 30 % 節水、農水 34 % 取水制限	25
6-9 6-11	3	東京分水 50 % 減、農水 40 % 減夫々協力 学校プールの使用延期	30
6-12 6-16	5	バルブ操作による大々的な給水制限開始	35
6-17 6-19	3	高台の断水の給水車出動	37.5
6-20 6-30	11	東京分水全面停止、冷房中止、人工降雨実験	40
7-1 7-7	7	昼間断水の個所続出	42.5
7-8 7-10	3	降雨あり、制限緩和	35

(注) 県の渇水対策本部によって全県一律に相模川からの取水制限が実施された。
東京分水とは相模川から 23 万 m³/日 が相模ダム完成時以降分水されている。

表－3.3.4 昭和39年給水制限によるパーセント・日の計算（東京渇水の例）

制 限 期 間	制 限 日 数	給水制限率	制限率25%以上	制限率30%以上
39.7.10～ 7.20	11 日	25.6%	282% ⁸⁾	— % ⁸⁾
7.21～ 8. 5	16	35.5	568	568
8. 6～ 8.14	9	47.1	424	424
8.15～ 8.24	10	47.7	477	477
8.25～ 9.13	20	25.4	508	—
9.14～10. 1	18	26.1	470	—
計	84		2,700	1,500

（注）給水制限率（％）と制限日数（日）との積（％・日）を渇水規模の指標とする考えがある。

次に表－3.3.4は昭和39年の東京に起った渇水⁸⁾のうち、7月21日以降8月24日までの給水制限の度合いをまとめたものである。

今、表－3.3.4をみると制限率30%以上の合計が1,500%・日とあり、この値を、われわれの大都市における貴重な経験であるところから、一応給水制限の限界的指標とする考えが出てくる。しかし利用者の許容限度が、冷暖房施設や下水道施設の普及、自動車の激増など生活様式の変化に従って、水への依存度が高まって来た事態に対応して、現在では%・日の限界指標も上記のものより若干下った値を対象に考える必要があろう。今、東京、横浜の生活用水の給水原単位は昭和40年でおおむね350ℓ～400ℓ/人、昭和60年の予想で550ℓ～650ℓ/人となるが、その延率約150%を以って水に対する依存度の延び率とみなすことができるだろう。この依存度と節水限界の指標との関係はよくわからないが、両者は逆比例的関係にあることはほぼ間違いない。従って、1,500%・日の約2/3倍の900～1,000%・日を妥当な値と考えて差しつかえなかろう。

更に、表－3.3.3から横浜市の昭和42年渇水について、30%以上の制限率での%・日指標を算出すると表－3.3.5のようになる。

この結果からも東京の場合とほぼ同様に今後の水依存度の向上を勘案すれば30%節水で1,000%・日附近を許容の限界指標と考えて差支えない。

以上の例示で判るように、需要側の節水についての限度はその地域差、用途別による差異等があるけれども計画の段階で充分設定できると考えられるので、維持用水の転使用と相俟って取水制限の率乃至ルールを確立しておくことは充分可能であり、また必須な措置であると考えてる。

表－ 3.3.5 昭和42年渇水時のパーセント・日の計算（横浜市の例）

制 限 期 間	制限日数	給水制限	%・日
42-6-9～6-11	3 日	30 %	90 %日
6-12～6-16	5	35	175
6-17～6-19	3	37.5	112.5
6-20～6-30	11	40	440
7-1～7-7	7	42.5	297.5
7-8～7-10	3	35	105
計			1,220

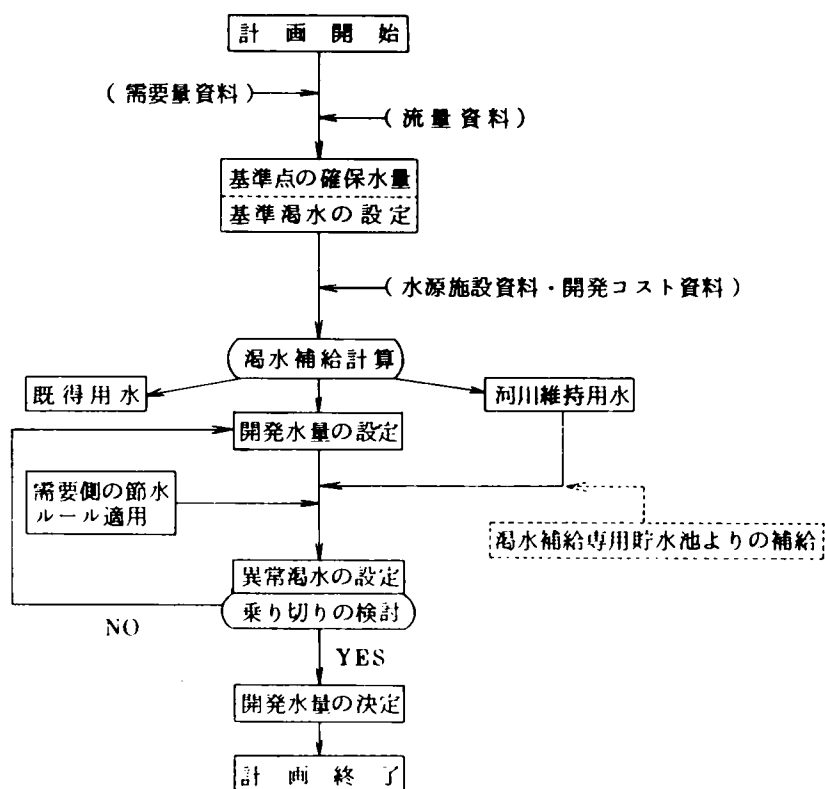
第4章 高度開発利水のシステムの研究

第1節 高度開発と異常渇水

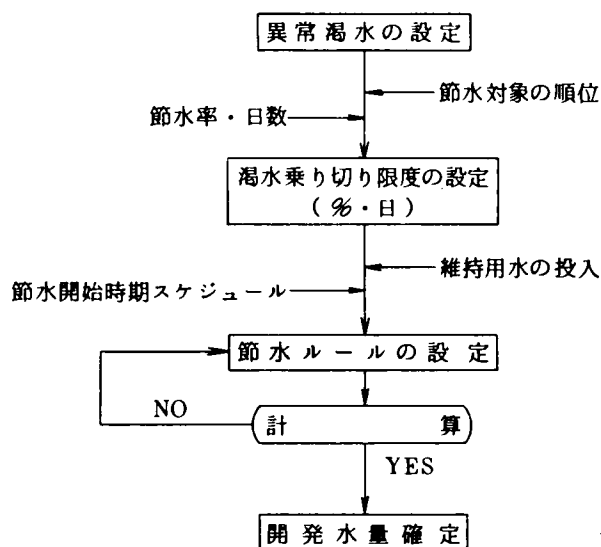
河川の高度開発においては先づ基準となる渇水を適正に選ぶことであり、ついで、基準渇水を上回った一定規模の異常渇水までに対しては、河川環境の保全等に必要不可欠の河川維持用水と開発水量を同時に考慮して、予め計画時点で決めておいた節水ルールに従って給水制限を実施し、需要側の耐えうる限度で乗り切っていくことが出来るときはじめて、その水供給は安全性が確保できていると言えるのである。

河川の高度開発における水量決定までの一般的な過程を流れ図で概念的に示すと、図-4.1.1及び図-4.1.2となる。また、異常渇水時の基準点流況を具体的に表わしてみると図-4.1.3のようになろう。

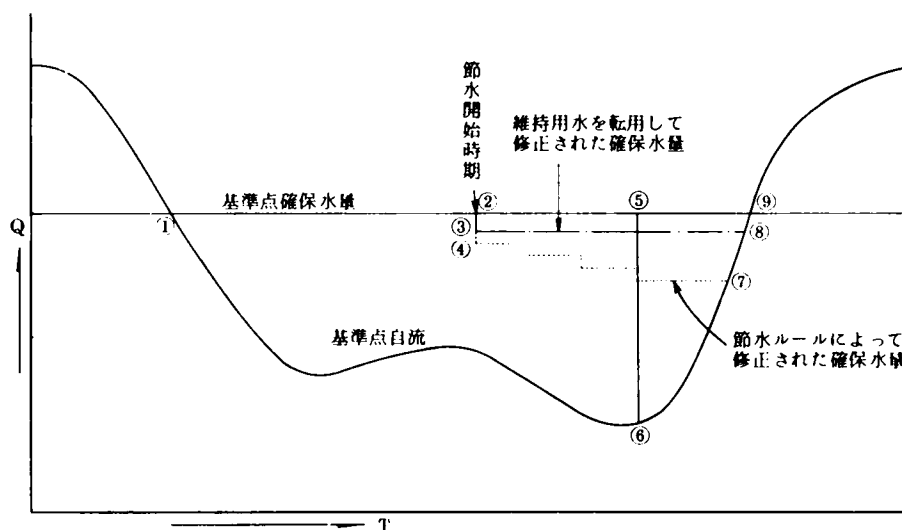
図-4.1.1 水資源の高度開発における水量決定までの流れ図



図－ 4. 1. 2 異常渇水補給と開発水量との関係図（乗り切り検討図）



図－ 4. 1. 3 異常渇水時の基準点流況図



(注) イ. 異常渇水を無視した場合の流況

①→②→⑤→⑥→⑨

即ち、⑤の時点から一挙に自流に低下して供給に大穴があく。

ロ. 維持用水と節水ルールを併用した場合の流況

①→②→④→⑦→⑨

この場合②④⑦⑨で囲まれた流出量と⑤⑥⑨で囲まれた不足量とは等しい。これは分散基準に対応する場合である。

ハ. 維持用水容量は②③⑧⑨の部分

節水により補給をしないですませる容量は③④⑦⑧の部分

図－ 4. 1. 1 及び図－ 4. 1. 2 において、開発水量を確定するための要素と、それらを結ぶ関係には濃淡の度合いと方向性があるかなり複雑である。

そこでまず、これらの図における需要と供給との間にある多くの要素の中で、維持用水の転使用とか、需要側の節水ルールの運用が両者の間の不可欠の橋渡し役として評価されるかどうかをグラフ理論¹⁰⁾を用いて確かめてみよう。

いま、グラフの各節点はそれぞれ独立した内容を有しているが、相互の関係を有向グラフの形で表わし、かつ、関係の度合いの濃淡を枝の太さで表わすことも可能であるとする。

グラフ節点として、まず、以下の 7 つの要素を考えてみよう。

①：河川流量資料

既往の有効全資料を対象とし、必要に応じて降雨資料も含める。データは日、半旬、旬等の整備をして使用する。

②：水源施設資料

地形、地質、貯水容量資料、導水路資料。開発コスト算定資料を含む。

③：需要量資料

既得用水を含む。各用水の原単位と延びの予想とから高度開発に見合う用水量の資料。

④：維持用水資料

表－ 3. 2. 1 に掲げる維持用水すべてを含む。特に水質保全用水を中心に河川維持に不可欠の用水。

⑤：開発水量資料

高度開発にふさわしい安全度（年確率 1/10 程度）をもった開発量とする。期別の供給パターンや、用途別配分量等の資料を含む。既得用水も含む。

⑥：需要側節水ルール資料

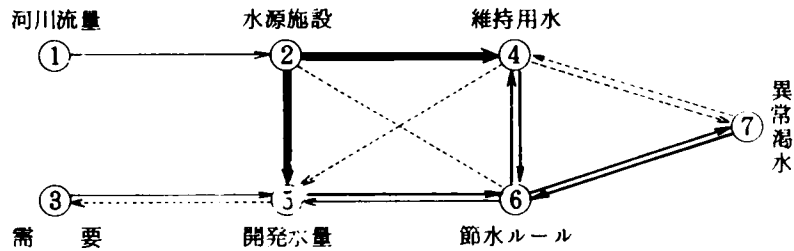
節水の限度を節水率とその持続日数で表わした％・日と、開始時期及び節水のスケジュール一切、及び維持用水の転使用可能量を含む。

⑦：異常渇水資料

異常渇水の規模の設定と乗り切りの試算に必要な資料。

以上の 7 節点（要素）を有向グラフによって表わすと図－ 4. 1. 4 のようになる。

表- 4. 1. 4 河川の高度開発計画策定の基本的有向グラフ



この図において、代表的な計画策定の順序を例示すると、つぎのようになる。

- イ) ①、②及び③によって④及び⑤が設定される。
- ロ) ⑦を乗り越えるためには、⑤を基に、④と⑥との調整によることが必要となる。
- ハ) 乗り越え不能の場合は⑦→④→⑤と返って⑤を変更することもある。
- ニ) 場合によっては③…⑤のこともあり得る。

このように水資源の高度開発では基準渇水を対象として設定した開発水量が、基準渇水以上の渇水すなわち異常渇水においても、妥当な節水の範囲内で需要側が対処出来るか否かの検討がとくに必要となるのであって、この点が低級な開発計画、換言すれば従来の開発計画の場合と基本的に異なる点である。

この場合、異常渇水の取扱いについては、異常事態の生起をどのくらいの可能性で配慮すべきかについて種々の議論のあるところであるが、第3章第2節②で考察したように $\frac{1}{50} \sim \frac{1}{100}$ の超過確率で生起する規模のものを対象とするのが適当と思われる。

第2節 異常渇水時の対応措置に関するグラフ論的検討

異常渇水は貯溜施設の貯水量残が減少して、補給制限のために基準点での確保水量が維持できない状態であるが、これに対応して、図- 4. 1. 3に例示したように、需要側としては維持用水および開発水量の節水がなされると考えるのである。以下では、高度開発には特に重要であるこのような場合を考えるのである。

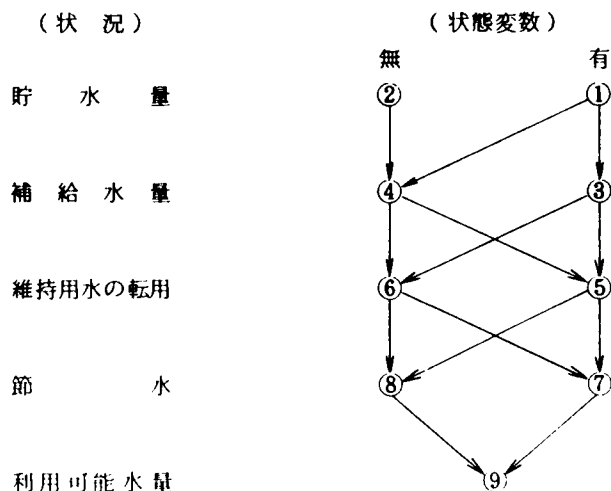
維持用水および開発水量の節水については、その優先性について渇水状況の中で考えるならば、維持用水のうち、比較的節水の可能な部分を一時的に開発水量へ転用する事態を実施すると考えるのがまづ妥当であろう。したがって、異常渇水の対応としては、貯水量、補給水量、維持用水の転用、需要側の節水を順次考慮して供給可能水量を求めるという5段階の状況判断が必要である。これら5つの状況のそ

れそれにおいて状況の有無の2つの場合が考えられるので、結局、ある時刻の渇水時における可能な状態としてはつぎの9つがあることになる。

- ① 貯留施設に貯留水がある。
- ② " " ない。
- ③ 貯留施設から基準点へ補給を行う。
- ④ " " 行わない。
- ⑤ 維持用水の転用を行う。
- ⑥ " " 行わない。
- ⑦ 節水をする。
- ⑧ " しない。
- ⑨ 利用可能な水量。

いま、定向グラフにおいて、ある節点を考慮している一つの状態に対応させて考え、また節点④が節点⑥よりも制約条件として優先度が高いとき④から⑥へ向う枝が存在するとしよう。このとき、図-4.2.1のような定向グラフによってある時刻における河川水の供給と利用の状況が表現できる。

図-4.2.1 渇水時における各種状況の状態の組合せを表わす定向グラフ



この定向グラフにおいて、矢印の枝に沿って、節点⑨に到達できる長さ(グラフ理論での枝の数)4の定向パスは、実際に渇水計算で考えうるある時点の対応の方法を表わしている。

いま節点aから節点bに向う枝を(a b)で表現し

$$(a b)(b c)(c d) \cdots (y z) \quad (a b c d \cdots y z) \quad - (4, 1)$$

のように書くとすれば、 $a \times b \times c \times \dots \times z$ のとき、 $(4, 1)$ 式は枝の集合とみなされ、いわゆる定向パスを意味している。

一般に、 a 行 b 列に枝 (ab) を置いて出来る行列を G とすると、グラフ理論の定義によって、 G^i を計算すると、 G^i の行列の対角要素は長さ i の定向ループを表わし、それ以外の要素は長さ i の定向パスを表わす。この理論を利用すると、図-4.2.1 の長さ 4 の定向パスをつぎのように代数的に求めることが出来る。

$$G = \begin{matrix} & \begin{matrix} 1 & 2 & 3 & 4 & 5 & 6 & 7 & 8 & 9 \end{matrix} \\ \begin{matrix} 1 \\ 2 \\ 3 \\ 4 \\ 5 \\ 6 \\ 7 \\ 8 \\ 9 \end{matrix} & \left[\begin{array}{ccccccccc} \cdot & \cdot & (13) & (14) & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot \\ \cdot & \cdot & \cdot & (24) & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot \\ \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & (35) & (36) & \cdot & \cdot & \cdot \\ \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & (45) & (46) & \cdot & \cdot & \cdot \\ \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & (57) & (58) & \cdot \\ \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & (67) & (68) & \cdot \\ \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & (79) \\ \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & (89) \\ \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot \end{array} \right] \end{matrix} \quad -(4, 2)$$

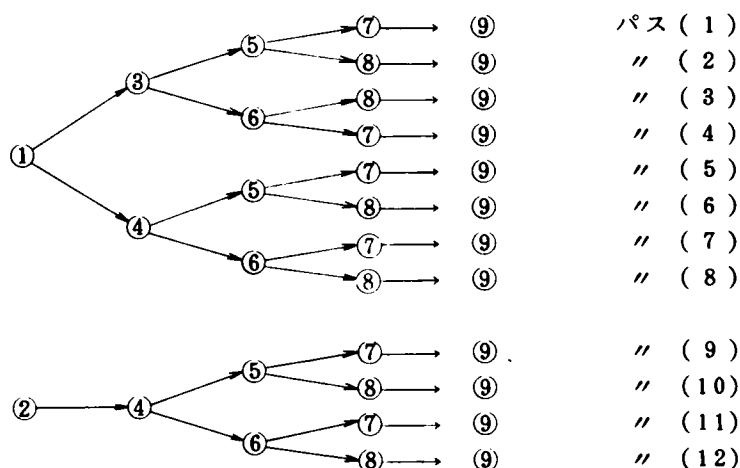
(注) G : 点対行列 (Vertex matrix)

$$G^4 = \begin{matrix} & \begin{matrix} 1 & 2 & 3 & 4 & 5 & 6 & 7 & 8 & 9 \end{matrix} \\ \begin{matrix} 1 \\ 2 \\ 3 \\ 4 \\ 5 \\ 6 \\ 7 \\ 8 \\ 9 \end{matrix} & \left[\begin{array}{ccccccccc} \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & A \\ \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & B \\ \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot \\ \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot \\ \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot \\ \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot \\ \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot \\ \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot \\ \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot \end{array} \right] \end{matrix} \quad -(4, 3)$$

$$\begin{aligned} \text{ここで } A &= (13579) + (13589) + (13679) + (13689) \\ &\quad + (14579) + (14589) + (14679) + (14689) - (4, 4) \\ B &= (24579) + (24589) + (24679) + (24689) - (4, 5) \end{aligned}$$

である。

すなわち図-4.2.1の節点①および②から節点⑨へ矢印の方向に沿って到達する長さ 4 の定向パスの可能な全ての組合せは、式 $(4, 3)$ 、 $(4, 4)$ および $(4, 5)$ から 12 個あることがわかる。つぎに、これらのパスそれぞれについて吟味してみる。長さ 4 の定向パスを具体的に示すとつぎのような tree 図で示される。



上図において、パス(9)～(12)は貯留施設に貯留水がなく、河川の自流のみに頼る状況で、特別な渇水状態に対応する場合であって、ここで論ずる渇水の対応策の対象外である。パス(5)、(6)、(7)および(8)は貯留施設に貯留水があって、しかも基準点補給をしない場合であるから、一般には基準点で確保水量以上の流れが残流域等からあると考えられる。したがって、異常渇水の対応策の対象外となる。結局、渇水の対応策として考えられるものは、パス(1)～(4)である。ただし、パス(4)については維持用水の転用がなく開発水量の節水を行う状態であるが、本節のはじめに述べたように、異常渇水に対して一般的に需要側はこのような対応をとらない。

基準点での自流が確保水量を下回るようになった渇水状況で、先づ最初の対応策はパス(3)であって、貯留施設の貯留水が十分にあって確保水量を確保するため基準点への補給を行うが、この場合は当然維持用水の転用および需要水量の節約はない。

つぎに貯留施設の貯留水が減少して来ると基準点への補給が十分でなくなるので、維持用水の転用を行い需要水量の確保につとめるパス(2)の対応策をとるようになる。さらに貯留施設の貯留水が減少して来ると、維持用水の転用と使用水量の節水により、貯留施設からの補給量を節約するパス(1)の対応策をとることとなる。

このように、異常渇水の対応策の検討にあたっては、貯留施設の貯留水の状況判断から対応策として、パス(3)、(2)、(1) 段階で検討を行えばよいことが明らかとなった。

第3節 節水のシステム論的検討

① 節水方式の基礎式

その渇水が通常生起している規模のものが、異常渇水に位置づけられているもの

かは、降水の長期予報の現状からして、渇水時のある時刻において予測できるものでない。すなわち、自然状態での流出量の低減状況は別として、将来の流出量の予測はできないと考えるのが安全である。このため実際には、前節で明らかにしたように、貯留施設の貯留水の現況と基準点での自流を評価して、供給側は貯留施設からの補給水量を設定し、需要側は渇水の対応策の判断をするということになる。

貯留施設の貯留水の状況をパラメーターとし、流量を変数として渇水計算の流れを、今後の理論的展開が容易なようにモデル的に表現するとつぎのようになる。

すなわち、渇水における対応策および水資源開発での計画変量

X : 計画河川維持用水の流量 (以下では維持流量と略す)

Y : 計画利水流量

k : 維持用水の転用率

p : 利水の節水率

ただし、 k , p は時間の関数

を用いると、図-4.3.1に示す系内の流量は次のように表現できる。

- $q_1 = X$: 維持流量
- $q_2 = kX$: 維持流量の転用量
- $q_3 = (1-p)Y - kX$: みかけの利水量
- q_4 : 基準点を流れる流量
- q_5 : 貯留施設からの補給流量

また、系に外力として加わる境界流量

Q_1 : 基準点での自流

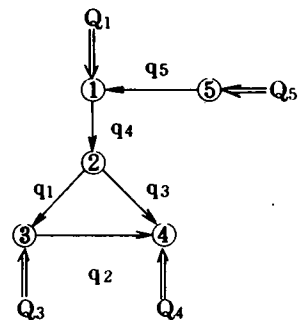
Q_2 : 0

Q_3 : 純粋維持流量 (海まで流れる流量)

Q_4 : 実際に利用できる流量

Q_5 : 貯留施設の役割を節点⑤で説明する仮の流量で、今の場合は明らかに $q_5 = Q_5$ である。

表-4.8.1 渇水時流量関係図



グラフ理論を用いると、図-4.3.1の節点と枝の関係は行に節点を列に枝を対応させた場合、つぎの有向グラフにおける接続行列で表現できる。

$$A(5, 5) = \begin{matrix} N \backslash B & 1 & 2 & 3 & 4 & 5 \\ \begin{matrix} 1 \\ 2 \\ 3 \\ 4 \\ 5 \end{matrix} & \begin{bmatrix} \cdot & \cdot & \cdot & 1 & -1 \\ 1 & \cdot & 1 & -1 & \cdot \\ -1 & 1 & \cdot & \cdot & \cdot \\ \cdot & -1 & -1 & \cdot & \cdot \\ \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & 1 \end{bmatrix} \end{matrix} \quad - (4, 6)$$

また、系内の流量と境界流量をつぎの列ベクトルで表現する。

$$Q(5) = \begin{pmatrix} q_1 \\ q_2 \\ q_3 \\ q_4 \\ q_5 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} X \\ kX \\ (1-p)Y - kX \\ q_4 \\ q_5 \end{pmatrix} \quad Q(5) = \begin{pmatrix} Q_1 \\ Q_2 \\ Q_3 \\ Q_4 \\ Q_5 \end{pmatrix} \quad - (4, 7)$$

また、任意の時刻における図-4.3.1の流量相互の満足すべき関係は明らかに流量保存則が適用され、つぎのように表現できる。

$$A \cdot Q = Q \quad - (4, 8)$$

接続行列Aにおいて、行成分のいずれか1つは他に従属する関係があり、これを利用すると節点⑤に対応する(4,6)式の第5行を省略できるから、(4,8)式を要素を用いて表現すると、

$$\begin{pmatrix} \cdot & \cdot & \cdot & 1-1 \\ 1 & \cdot & 1-1 & \cdot \\ -1 & 1 & \cdot & \cdot \\ \cdot & -1-1 & \cdot & \cdot \end{pmatrix} \cdot \begin{pmatrix} X \\ kX \\ (1-p)Y - kX \\ q_4 \\ q_5 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} Q_1 \\ Q_2 \\ Q_3 \\ Q_4 \end{pmatrix} \quad - (4, 9)$$

となる。

これを展開し整理すると、つぎのようになる。

$$\left. \begin{aligned} q_4 - q_5 &= Q_1 \\ X + \{(1-p)Y - kX\} - q_4 &= (1-k)X + (1-p)Y - q_4 = Q_2 = 0 \\ -X + kX &= -(1-k)X = Q_3 \\ -kX - \{(1-p)Y - kX\} &= -(1-p)Y = Q_4 \end{aligned} \right\} \quad - (4, 10)$$

これら4式でのパラメーターは、転用率kおよび節水率pの2つである。

② 対応策の条件

前節では渇水時における対応策として、貯留施設の貯水量に応じて3つのバスがそれぞれ優先度をもって存在することを示したが前項で検討した流量相互の関係にこれを適合させることによって、渇水時の節水のシステムを表現することができる。

第1段階：貯留施設に貯水量が十分ある場合、すなわち、定向バス(3)の対応を行う場合がある。このとき基準点での流量 q_4 は計画確保流量に等しく、また転用率kおよび節水率pはそれぞれ0である。

したがって、いまの場合、(4,10)式は、 Q_1 が与えられると考えているから

$$\left. \begin{aligned} q_5 &= q_4 - Q_1 = X + Y - Q_1 & Q_3 &= -X \\ q_4 &= X + Y & Q_4 &= -Y \end{aligned} \right\} \quad - (4, 11)$$

となる。

一方、貯留施設の貯留量 $V(t)$ は、容量が完全に満されている場合を V_f とするならば、貯留施設への流入量を Q_6 とすると、貯留水の連続条件式から

$$V(t) = V_f + \int_0^t Q_6 dt - \int_0^t q_5 dt > a \cdot V_f \quad - (4, 12)$$

が成立する必要がある。ここで a は貯留施設容量の何割といった表現であり、以下では貯水率と呼ぶことにするが、図-4.1.3に概念的に示すように、この貯水量に減少するまで基準点で計画確保流量を確保するのである。

第2段階：施設の貯水率が a を下まわり、基準点への補給は計画確保流量を維持できなくなり、維持用水の転用を行って利用水の確保に努める場合で、前節の定向パス(2)の場合である。このときは $k \approx 0$ および $p = 0$ である。

したがって、(4, 10)式は、

$$\left. \begin{aligned} q_5 &= q_4 - Q_1 = (1-k)X + Y - Q_1 \\ q_4 &= (1-k)X + Y \\ Q_3 &= -(1-k)X \\ Q_4 &= -Y \end{aligned} \right\} \quad - (4, 13)$$

となる。

ここで転用率 k は1より小でなければならないが、最低限の環境保持等は必要であるから維持流量の転用にも限界があり

$$0 < k < k_{\max} \leq 1 \quad - (4, 14)$$

の条件を満たさなければならない。ここに k_{\max} は維持用水の最大転用率である。

一方、貯留施設の貯留量は次の範囲にある。

$$a \cdot V_f \geq V(t) = V_f + \int_0^t Q_6 dt - \int_0^t q_5 dt \geq b \cdot V_f \quad - (4, 15)$$

ここで b は a と同様な表現で、 $(1 - k_{\max})X + Y$ 以上の基準点補給が可能な貯水率の範囲を示すものである。

第3段階：貯水率が b を下まわり、基準点流量が $(1 - k_{\max})X + Y$ を確保できなくなると利水量の節水を行う必要が生じて来る。これは前節の定向パス(1)の場合であるが、このときは、 $k \approx 0$ $p \approx 0$ となり、(4, 10)式は、

$$\left. \begin{aligned} q_5 &= q_4 - Q_1 = (1 - k_{\max})X + (1 - p)Y - Q_1 \\ q_4 &= (1 - k_{\max})X + (1 - p)Y \\ Q_3 &= -(1 - k_{\max})X \\ Q_4 &= -(1 - p)Y \end{aligned} \right\} \quad - (4, 16)$$

である。

一方、供給側では貯留量はつぎの範囲に低下している。

$$b \cdot V_f \geq V(t) = V_f + \int_0^t Q_6 dt - \int_0^t q_5 dt > 0 \quad - (4, 17)$$

③ 節水計算のアルゴリズム

水資源開発計画において、開発水量の決定法及び異常渇水時の水供給の安全性の検討法についての概念的な流れ図は図－ 4. 1. 1 及び 4. 1. 2 に示したとおりであり、その中の具体的な構造は前項までに検討したとおりである。

河川が高度開発されたときには、河川の利用率が 70～80% 以上となるので、基準渇水に対して検討された開発水量は異常渇水時により高い安全性が要求されることとなり、水供給の安全性に対する検討が必須の要件となるのである。異常渇水とは基準渇水のときより自然の流出量が少ないことをいうのであるから、安全性を検討することはいかに合理的に節水を行うかを検討することに他ならないのである。

(1) 対象とすべき異常渇水の選定

さて、年確率 1/10 程度で計画された水供給計画を基として、異常渇水時の節水対策を検討するわけであるので、まず第一にどんな異常渇水を対象とすべきかが問題である。これについては、第 3 章で論じたように年確率 1/50 程度とするのが望ましい。そこで、まず 30 年間程度の流出量の資料を整え、その全期間に対して計画水量を供給するとして通常の利水計算を行って、不足する貯水容量を算定する。その結果えられる最大の不足貯水容量のとき、または第 2 位の不足容量のときに対応する異常渇水期間をもって、節水計画を検討するときの対象異常渇水とする。この場合、第 1 位の不足容量時を採用するか、第 2 位のものを対象とするかは、年確率 1/50 を基準とするが、河川維持用水量の量とその内容、需要側の水使用の用途内容期別取水量の変化等を考慮して決定する。

(2) 計算のアルゴリズム

計算に先きだち、前項で述べた節水対応策を示す定向パスと貯水率との関係は、式 (4, 12)、(4, 15) 及び (4, 17) より与えられるが、それと同時に河川維持用水の転用率 k 、及び利水の節水率 p も定向パスのそれぞれに対して設定される。こうした関係を一括表示したものが表－ 4. 3. 1 である。

表－ 4. 3. 1 定向パス・貯水率・転用率・節水率の関係

貯水率	$1.0 \geq V/V_f > a$	$a \geq V/V_f > b$	$b \geq V/V_f > 0$
定向パス	(3)	(2)	(1)
転用率 (k)	0	$1 \geq k_{\max} > k > 0$	k_{\max}
節水率 (p)	0	0	$1 > p_{\max} \geq p > 0$

つぎに計算の時間間隔 ΔT であるが、これは降水量時系列がほぼ独立事象として取扱うことができる期間であり、また一般に実務上用いられている半月、すなわち 5 日間を採用するのが合理的と考えられる。

計算は式 (4, 10) が基本となることはいうまでもないが、この式において流量及びパラメーターを表わす変量を計算時間間隔の i 番目に対するもの (これを添字 i を付して表わす) で書き換えると次のようになる。

$$\left. \begin{aligned} q_{4i} - q_{5i} &= Q_{1i} \\ (1-k_i)X + (1-p_i)Y &= Q_{4i} \\ -(1-k_i)X &= Q_{3i} \\ -(1-p_i)Y &= Q_{4i} \end{aligned} \right\} \quad - (4, 18)$$

よって、表- 4. 3. 1 に示した各定向パスに対する計算式は、式 (4, 11), (4, 13) 及び (4, 16) に対応してそれぞれつぎのように書き換えられる。

定向パス(3)に対して：

$$\left. \begin{aligned} q_{5i} &= q_{4i} - Q_{1i} = X + Y - Q_{1i} \\ q_{4i} &= X + Y \\ Q_{3i} &= -X \\ Q_{4i} &= -Y \end{aligned} \right\} \quad - (4, 19)$$

定向パス(2)に対して：

$$\left. \begin{aligned} q_{5i} &= q_{4i} - Q_{1i} = (1-k_i)X + Y - Q_{1i} \\ q_{4i} &= (1-k_i)X + Y \\ Q_{3i} &= -(1-k_i)X \\ Q_{4i} &= -Y \end{aligned} \right\} \quad - (4, 20)$$

定向パス(1)に対して、

$$\left. \begin{aligned} q_{5i} &= q_{4i} - Q_{1i} = (1-k_{\max})X + (1-p_i)Y - Q_{1i} \\ q_{4i} &= (1-k_{\max})X + (1-p_i)Y \\ Q_{3i} &= -(1-k_{\max})X \\ Q_{4i} &= -(1-p_i)Y \end{aligned} \right\} \quad - (4, 21)$$

また、貯水量 V_i を i 番目の時間間隔の初期の値とすると、貯水施設への流入量が Q_6 であるから、

$$V_i = V_{i-1} + Q_{6,i-1} - q_{5,i-1} \quad - (4, 22)$$

ここに、 V_{i-1} は $(i-1)$ 期の初期貯水量、 $Q_{6,i-1}$ 、 $q_{5,i-1}$ はそれぞれ $(i-1)$ 期中における貯留施設への流入量、貯留施設からの補給水量である。

結局のところ、節水計算のアルゴリズムはつぎのようになる。

- ① 渇水の初期には貯水量も十分にあるので、式(4,19)の第1式で計算される量の水補給を貯水施設から行う。($p_i = k_i = 0$)
- ② 渇水が進み、貯水量が $a \cdot Vf \geq V_i > b \cdot Vf$ の範囲になると、 $p_i = 0$, $1 \leq k_{max} \leq k_i < 0$ の維持流量のカットルールに従って、式(4,20)によって渇水補給を行う。
- ③ さらに貯水量が減少して、 $b \cdot Vf \geq V_i > 0$ の範囲になると、 $k_i = k_{max}$, $1 > p_{max} \geq p > 0$ なる節水ルールに従って、式(4,21)に従って渇水補給を行う。
- ④ 異常にきびしい渇水のときには、計算上 $V_i < 0$ となることがある。この場合にはもはや貯留施設に水がなく渇水補給は不可能であるので、 $q_5 = Q_6$ とすることになるので、

$$q_4 = Q_1 + Q_6 \quad - (4,23)$$

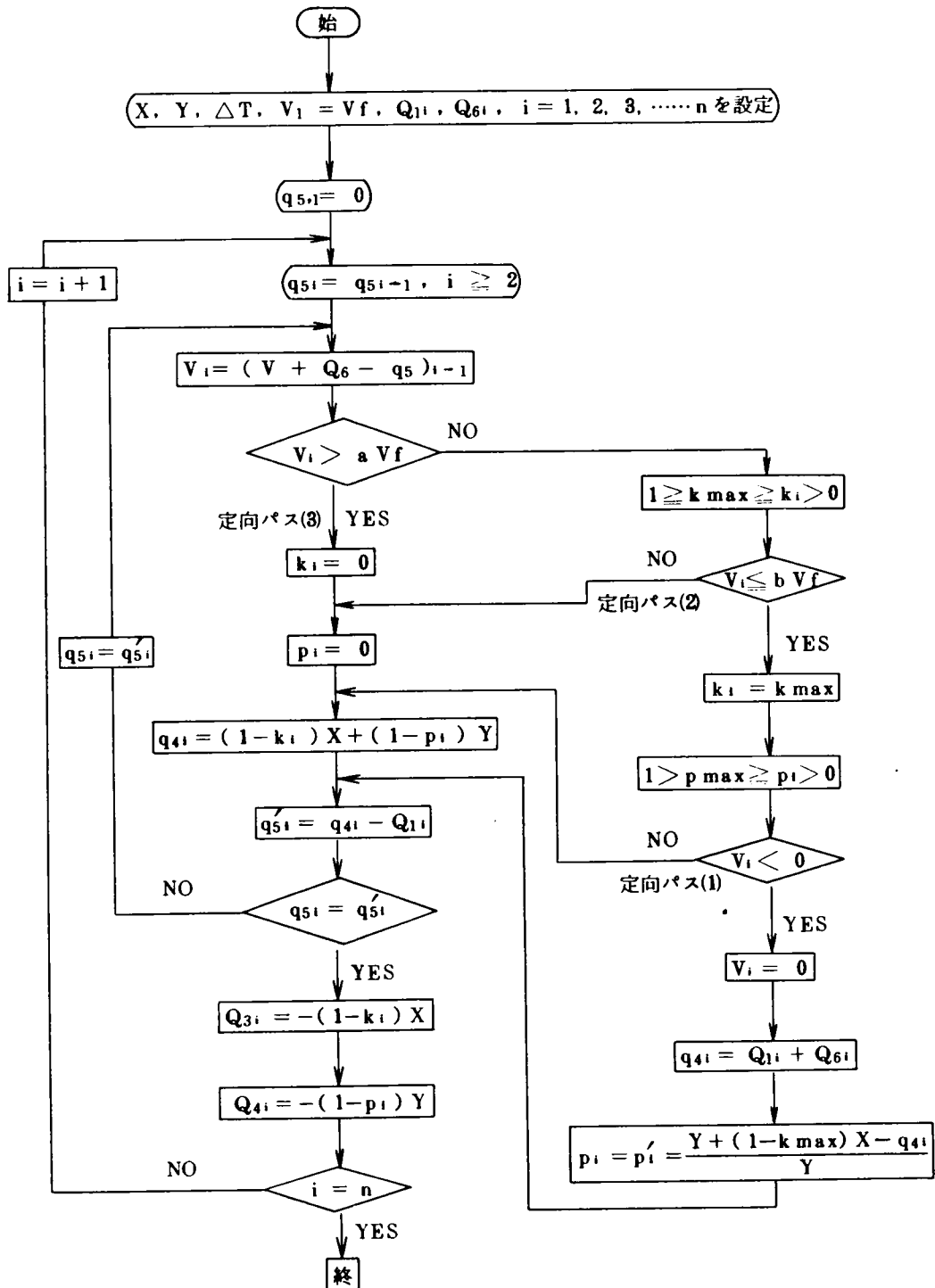
で与えられる。よって利用可能水量を $(1 - p') Y$ と定義すると、利用減率ともいうべき p' は次式で与えられる。

$$p' = \frac{Y + (1 - k_{max}) X - (Q_1 + Q_6)}{Y} \quad - (4,24)$$

(3) 計算の流れ図と考慮

上述の計算のアルゴリズムを流れ図の形で示すと、図-4.3.2のようになる。

図-4.3.2 節水計算の流れ図



図－4.3.2の計算の流れ図において、 k_i の維持用水の転用ルール及び p_i の節水ルールをどうして設定するかは非常に重要である。しかし、いま問題としているのは年確率1/50程度の異常渇水に対して、社会が耐えられる限度内で水供給の安全性が確保できるかどうかということである。したがって、第3章で論じた維持用水の転用量及び利水量の節水量の限界を考え、図－4.3.2の流れ図において、 $k_i \equiv k_{\max}$ と一定値を採用し、また p_i は p_{\max} を考慮しながら数段階の節水率を仮定して計算を実施し、結果として不足水量の％日が前述の基準に合うかどうかを検討すればよいのである。

しかし、一般的にいうとさらにつぎのような考慮を払う必要がある。

- ① 限界貯水率 a 、 b は異常渇水資料、貯留施設容量の規模及び流域面積、施設と基準地点間の残流域等を勘案して決定する。
- ② 維持用水の転用限界 k_{\max} は計画維持用水を設定する際の内容、項目によって異なり、短期間といえども削減出来ない項目の流量を多く含んでいると k_{\max} は小さくなり、基準地点が河口に近いような場合には大きく、時としては短期間であれば $k_{\max} \approx 1$ と出来る場合もある。
- ③ 節水率 p は当然上限が存在し、また利水の用途別で異なる。社会が耐えられる節水は、節水率 p だけでなく、その期間も関係するので、実際は前述したように節水量の％日で評価すべきである。
- ④ 実際の操作に入っている高度開発された河川において渇水期を迎えたときの⁹⁾具体的操作法の確立は非常に重要である。The Harvard Water Program⁹⁾では過度の水不足が予測されるときは予め節水を行って、水不足による損失を分散させるという分散基準を提案している。将来の降水状況、したがって流出量の将来予測が可能ならば、たとえば図－4.3.2の流れ図に、Dynamic Programming¹¹⁾の手法を応用することによって、最適な維持用水の転用ルール、利水の節水ルールを予め算定したのちに、貯水池等の操作を行うことが可能である。

しかし、現在のところ、降水の数カ月にわたる量的な将来予測が不可能であるので、上述した特定の異常渇水を対象として水供給の安全性を検討したときの維持用水の転用ルール及び利水の節水ルールを参考として、実際の渇水時の操作ルールを予め設定しておくことが、渇水時のトラブルを避けるという意味からも有用と考えるものである。

第5章 結 論

水資源開発が高度化して基準点の流況が大巾に平均化され、また河川の利用率が高くなってくると、河川を流れる流量そのものに余裕が少なくなって、予定した水量を長期に亘って、渇水期においてさえも、安定した状態で確保できることがますます強く要求されるようになる。

本編ではこうした利水の安定性について一般的かつ基礎的に研究したもので、開発計画の基本となる基準渇水のときと、それを上まわって必ず生起すると考えられる異常渇水のときとに分けて論じた。得られた成果を要約するとつぎのようである。

- 1) 開発計画の基本となる基準渇水については、従来のように単に過去 10 年程度の年単位の渇水をもとに設定するのでは、高度開発されたとき毎年のように水不足を来すこととなることを指摘したのち、少なくとも 30 年程度の流出量の資料を用意し、しかも経年の渇水をも含めた渇水期間を取出し、その中で年確率 1/10 程度の渇水状態の期間をもって基準渇水とすべきことを提案し、その有用性を示した。
- 2) 従来、河川の維持用水は河川の正常な機能を保持するのに必要な水としか定義されていなかったが、河川が高度に開発され、社会生活が高度化してきた現在では、これを目的別の必要水量を重複利用を考慮しつつ積み重ねて設定すべきことを提案し、その具体的内容を明示した。さらに、わが国の多くの河川ではいわゆる環境保全に必要な水量をはば河川維持用水としてよいことを指摘した。
- 3) 異常渇水のときには、どうしても水不足を生ずるが、アンケート調査等の結果から、まず河川維持用水を社会が耐えうる範囲で利水に転用し、さらに水不足が続く場合には節水によって乗り切ることが、利水の安全性を確保するうえから最適であることを確かめた。さらに節水をするときの評価法として、節水率と節水期間を同時に考慮した(％・日)なる指数が極めて有用であることを示した。
- 4) 異常渇水時に河川維持用水の転用及び利水の節水とを行う場合、時間的にどのようにするのが最も好ましいかという、いわば節水過程をグラフの理論を応用して解析して数量モデルを導くとともに、節水計算のアルゴリズムを確立した。

参 考 文 献

- 1) 逐条河川法 建設省河川法研究会編
- 2) 小瀬川弥栄ダム基本計画資料 S. 49. 3 建設省弥栄ダム工事事務所
- 3) 流量年表 内務省土木局、建設省河川局編
- 4) 昭 33 年小瀬川水利使用に関する建設大臣裁定(建設大臣から広島、山口両県知事の照会に対する回答)
- 5) 「河川維持用水考」 土木学会誌 53-8 小山要之介
- 6) 水道利用者に対するアンケート調査 44-8 建設省関東地方建設局
- 7) 渇水白書 S. 42. 横浜市水道局
- 8) 東京都水道の渇水対策の経過並びに今後の方針 S. 39. 東京都水道局
- 9) **The Harvard Water Program : Design of Water-Resouce System**
(1962) 建設省河川計画課訳 S. 41. 3
- 10) 新数学講座：グラフの理論 (その 1) (その 2)
土木学会誌 55-4, 55-5 毛利正光, 西村昂
- 11) **Bellman, R. E. : Dynamic Programming, Princeton University Press,**
Princeton, N. J., 1957

第2編 相模川・小瀬川の水資源開発への 適用に関する研究

第1章 宮ヶ瀬ダム計画と相模川の高度開発に関する研究

一級水系相模川の治水と首都圏の水不足を解消する目的を以って支川中津川に建設を予定されている宮ヶ瀬ダムは建設省所管の多目的ダムであるが、昭和44年から予備調査を行い、46年には実施調査に入り、51年末の段階では水没関係者との一筆調査に対する話し合いが進められている状況である。

このダム計画において、今迄論じて来た河川の高度開発の典型的なケースとしての例示し得る内容を見ることができる。

首都圏を流れる相模川は、富士山に源を発するが、水源として透水性と滞水性に富んだ富士山麓を持ったため、流況の安定した利水上めぐまれた河川で、すでに明治の始めには近代用水として、その流水の利用が検討され、明治中期には横浜水道が完成し、続いて県営水道、横須賀水道等が計画実施されるに至った。昭和に入って、初期には県営相模川左岸農業水利改良事業が実施され、また昭和6年以降のいわゆる戦争期における軍需景気は、横浜市、川崎市を中心に重化学工業をはじめとした各種工業を発展させ、人口の都市集中が行なわれて、各種用水の需要は増加の一途をたどった。そしてこの問題に対処すべく、神奈川県営の「相模川河水統制事業」が実施された。

戦後、朝鮮特需に続く都市化の波が訪れるに従って都市用水の需要の伸びはめざましく、これに対処して「相模川総合開発事業」が起業されたが、引続いて増加の一途をたどる用水の需要をまかなうため、「相模川高度利用事業」が緊急措置として実施されている。

相模川における河水の利用量は高度利用事業完成の時点において、凡そ寒川地点で $1,600 \times 10^6 \text{ m}^3$ で、利用率は約60%となり、極めて高い値を示すこととなる。

それにも拘らず、神奈川県内の水需要は石油ショック以降の需要量の見直しを行ってもなお、昭和60年時点で約 $97 \text{ m}^3/\text{s}$ が必要であって(図-1.4.1参照)、緊急措置としての高度利用事業が実施されなければ深刻な水不足を余儀なくされる状態である。

このような状況において、昭和44年宮ヶ瀬ダム計画の検討が開始されたのである。本章においては、ダム計画の立案の過程において、相模川の利水の殆んど最終的と思われる計画が決められることになるので、現在でもかなりの高度利用状態にある河川を更に高度に開発する必要性から、既開発の再編成、即ち、相模ダム、城山ダムと宮ヶ瀬ダムとを導水路によって連結し、三ダムを一体として操作すること

によって無効放流を最少限に喰い止める考えを基調にして検討し、さらに計画の趣旨に添って、一層効果的と考えられる2～3の提案を併せて行い、さらに開発された水資源の安全性について論じてみたものである。

第1節 相模川の治水及び利水の概要

Ⅰ 流域の水理・水文特性

相模川は図－1.1.1に示すように、その源を富士山に発し、笹子川、莩野川、鶴川等を合せて山梨県の東部を北東に流れて神奈川県に入り、道志川を合わせて流路を南に転じ、中津川等の支川を合せて県中央部を流下し相模湾に注ぐ。その流域面積は1,740 km^2 、本川流路延長114 km である。流域の降雨特性は次の三地域に大別することができる。

- 1) 水源たる富士山麓から桂川以北の関東山地
- 2) 中津川、道志川流域の丹沢山塊
- 3) 城山ダムから下流の沖積平野部

この三地域で特に雨量の多いのが丹沢山塊で表－1.1.1、図－1.1.2及び1.1.3からわかるように、^{1),2),3)}年間2,300 mm 、次いで富士山麓の2,000 mm 、平野部は1,800 mm であって、全国平均の1,600 mm に対してやや多雨地帯と言える。

流量特性については、表－1.1.2及び1.1.3に示すように⁴⁾年間を通じて渇水時と平水時との差が比較的小さく、相模ダム地点(1,016.0 km^2)における最近10ヶ年の平水量は27～46 m^3/s に対して渇水量は15～32 m^3/s である。

洪水流出については、近年特に大きなものは見られないが、昭和22年9月のカスリン台風時において相模ダムで3,360 m^3/s が記録されている。最近10ヶ年の記録を拾えば表－1.1.4の通りである。

図-1.1.1 相模川水系概要図

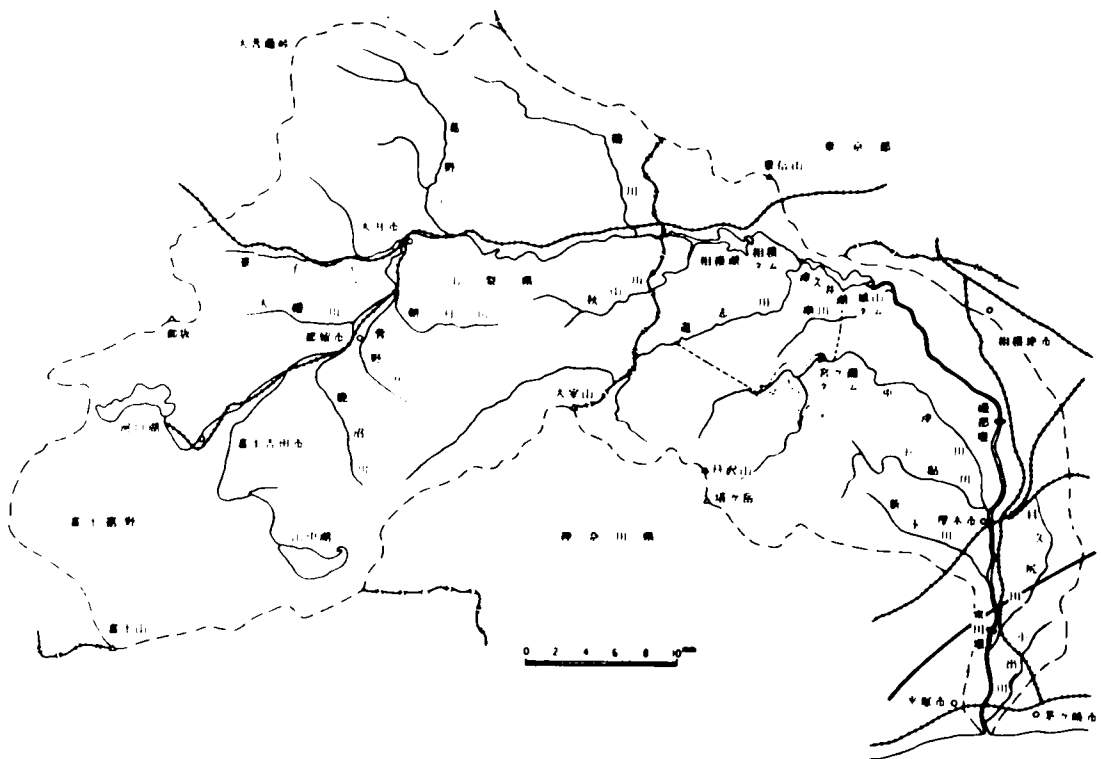


表-1.1.1 流域の年間降水量 (単位 mm)

観測所	最大	最小	平均
上古田	2,863	845	1,595
笹子	2,496	878	1,598
谷村	2,180	936	1,662
上野原	2,262	977	1,600
道志	3,044	1,119	2,226
鳥屋	3,082	1,111	2,259
大田	3,372	1,184	2,221
厚木	2,837	1,210	1,783

(明治42年～昭和43年)

表- 1.1.2 主要地点年間流出量表

(単位: $10^6 m^3$)

年	相模ダム 地点	道志ダム 地点	串川ダム 地点	宮ヶ瀬 ダム地点	相模ダム間 城山	寒川 流域	計
昭和 24	1,393	291	54	316	144	712	2,909
25	1,686	407	75	398	187	868	3,622
26	1,325	216	40	222	122	536	2,460
27	1,118	170	31	204	100	502	2,124
28	1,242	207	38	265	115	618	2,485
29	1,460	212	39	311	128	704	2,855
30	1,279	254	47	228	129	548	2,486
31	1,432	260	48	269	138	625	2,772
32	1,343	170	31	249	112	587	2,493
33	1,554	183	33	237	126	565	2,698
34	1,742	269	51	238	157	567	3,025
35	1,161	210	39	188	112	472	2,181
36	1,243	172	32	154	107	409	2,117
37	995	180	33	152	96	404	1,860
38	995	174	32	177	94	452	1,925
39	860	151	28	158	82	397	1,676
40	1,169	183	34	237	106	428	2,156
41	1,465	267	49	278	142	613	2,815
42	909	134	25	126	80	374	1,647
43	1,210	211	39	246	115	467	2,287
平 均	1,279	216	40	233	120	542	2,430

表- 1.1.3 主要地点流況表

(単位: m^3/s)

地 点	豊 水	平 水	低 水	枯 水	摘 要
相模ダム	39.73	32.41	27.13	24.08	石小屋地点
道志ダム	7.11	4.80	3.54	2.21	
串川ダム	1.33	0.90	0.70	0.41	
宮ヶ瀬ダム	7.29	4.77	3.19	1.90	

表- 1.1.4 相模ダム地点高水記録

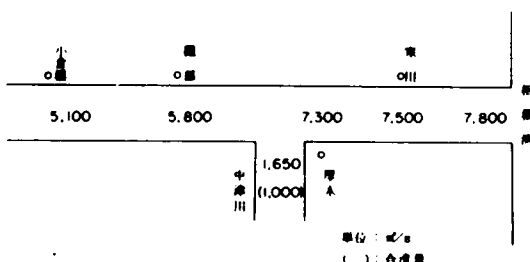
洪水生起日	相模ダム流量
S 32-6-27	1,680 m^3/s
33-9-17	2,080
33-9-26	1,870
34-8-13	2,730
34 9 25	1,780
41 6-27	1,950
41-9-23	2,470

但し、1,500 m^3/s 以上

② 治水の現況

相模川の治水は比較的歴史が浅く、昭和 22 年の出水により、昭和 22～23 年に本川中流部の改修を行った。その後昭和 37 年に城山における基本高水を年確率 1/50 の安全度を持たせて 4,100 m^3/s とし、城山ダムにより 1,100 m^3/s を調節して下流へ 3,000 m^3/s を放流する計画を決定しているが⁵⁾

図－1.2.1 相模川計画高水流量図



この事とは別に現行の相模川水系工事実施基本計画によれば、ダム下流は年確率 1/200 の安全度を持たせてダム直下流地点で基本高水を 5,100 m^3/s として計画高水流量図が図－1.2.1 のように作られている。計画の中でも基本高水のピーク流量については、出水の状況と流域の開発状況等を考慮して調査を検討すべきことを述べてあり、当然の事ながら水系一貫した流量検討を行なう時期にきている。⁶⁾

従って宮ヶ瀬ダム計画においても、当然この事に基づいて検討を進めなければならないが、現在年確率 1/150 の高水を計画対象として、貯留関数法により計算し、その結果がほぼまとまっている。

③ 水利用の現況

相模川の水利用の歴史は古く、流域の人々に対して多大の恩恵をもたらしてきた。しかし近代的用水としての利用は明治 20 年通水を開始した横浜水道（道志川）が始まりで、その後県営水道、横須賀水道、流域各市町村の簡易水道などが相次いで施行され、現在は緊急暫定水利をも含めて表－1.3.1⁷⁾ のようになっている。

一方、東京、横浜等の大電力消費地を背景にして、上流地域には急流を利用しての発電事業が明治末期から起り、その現況は表－1.3.2⁷⁾ のようである。

農業用水についても昭和 6 年着工の県営水利改良事業を始め多くのかんがい用水事業が行われており、現在表－1.3.3 に示すように多量に農業用水を相模川から取水している。⁷⁾

以下においては、相模川にかかわる主要な利水事業を歴史的順序に従ってその概要を述べる。

表－1.3.1(1) 相模川水系都市用水利用現況

(単位 m^3/s)

事業名	河川名	企業主体	取水箇所	水道	工水	計	摘要
河水統制事業	相模川	横浜市	津久井町三井	4.55	1.00	5.55	東京分水 2.66を含む 他に農水 4.16 計 16.65
		川崎市	〃	4.40	1.15	5.55	
		神奈川県	〃	1.39	—	1.39	
		計		10.34	2.15	12.49	
総合開発事業	相模川	川崎市	津久井町三井	3.15	1.63	4.78	
		神奈川県	〃	0.70	—	0.70	
		横浜市	寒川町一の宮	2.81	2.85	5.66	
		横須賀市	〃	1.70	—	1.70	
		神奈川県	〃	2.16	—	2.16	
		計		10.52	4.48	15.00	
その他の事業	相模川	神奈川県	城山町川尻	0.08	—	0.08	
		〃	寒川町宮山	1.31	—	1.31	
		横須賀市	海老名町社家	0.73	—	0.73	
		計		2.12	—	2.12	
	道志川	横浜市	津久井町青山	2.00	—	2.00	
	中津川	横須賀市	愛川町半原	0.23	—	0.23	
山梨県				0.21		0.21	8ヶ所
計				25.42	6.63	32.05	

表－1.3.1(2) 緊急暫定水利

事業名	河川名	企業主体	取水箇所	水道	工水	計	摘要
高度利用事業	相模川	神奈川県	寒川町一の宮	5.22	—	5.22	
		横浜市	〃	5.79	—	5.79	
		横須賀市	〃	0.99	—	0.99	
		計		12.00	—	12.00	
合	計			37.42	6.63	44.05	(1)+(2)

表－1.3.2 相模川水系水力発電所現況

発電所名	河 川	事業者名	発電型式	出 力 (kW)		使用水量 (m ³ /s)		最大有効 落差 (m)	運転開始 年 月 日
				最 大	常 時	最 大	常 時		
柿 生	黒 川	神奈川県	水 路 式	300	620	3.33	6.40	11.70	S.37. 8
西 湖	西 湖	東京電力	"	2,000	1,000	7.79	2.31	63.64	T. 8. 4
鐘ヶ淵	桂 川	"	"	2,390	1,790	2.79	2.08	115.50	T. 8. 5
忍 野	"	"	"	800	400	2.78	1.39	39.84	T. 8. 9
鹿 留	"	"	"	16,800	8,900	15.71	7.50	142.42	T. 2. 5
谷 村	"	"	"	13,500	11,000	15.30	9.18	113.32	T. 9. 9
川 茂	"	"	ダ ム 式	2,400	1,800	25.04	18.28	12.90	T.13. 5
駒 橋	"	"	水 路 式	21,000	15,700	25.04	18.28	103.05	M.40.12
ハッ沢	"	"	"	42,000	24,600	41.74	25.04	116.29	T. 1. 7
松 留	"	"	"	1,440	—	—	—	4.20	S. 3. 4
道志第一	道 志 川	神奈川県	ダム水路式	10,500	390	9.00	1.15	134.67	S.30. 5
道志第二	"	"	"	1,050	940	2.00	1.79	66.45	S.30. 5
相 模	相 模 川	"	ダ ム 式	31,000	10,300	85.00	40.00	44.80	S.20. 2
城 山	"	"	ダム揚水式	250,000	—	192.00	—	153.00	S.40.11
津 久 井	"	"	水 路 式	23,000	13,500	65.14	39.60	47.23	S.18.12
宮ヶ瀬	中 津 川	東京電力	"	3,580	1,340	4.45	1.67	110.00	T.15.11
計				422,364	92,570	519.08	189.65		

表－1.3.3 相模川本川中流部農業用水

中津川筋農業用水

管 理 者	かんがい 面 積	最 大 取水量	摘 要	取水口	左右岸	かんがい 面 積	最大取水量	摘 要
大 島 用 水	ha 5.6	m ³ /s 0.26		宮 本	右	0.4ha	0.004 m ³ /s	
諏訪森下用水	12.9	0.31		隠 川	左	1.0	0.011	
葉山島用水	18.9	0.48		田 代	左	25.5	0.561	
相模原用水	82.6	2.10		丸 山	右	5.0	0.050	
相模原土地改良区	201.2	4.95		仙台下	左	30.0	0.360	
厚木市入ヶ谷土地改良区	2,556.5	5.00		南下谷	左	5.0	0.050	
相模川西部土地改良区	2,191.5	6.85		若 宮	左	5.0	0.050	
相模川左岸土地改良区				尾 山	右	12.0	0.165	
計	5,068.7	19.95		市 島	右	8.3	0.083	
				坂 本	左	120.0	1.410	
				才 戸	右	217.0	1.691	
				金 田	左	50.0	0.420	
				妻 出	右	646.0	0.521	
				計		1,128.0	5.376	

(1) 相模川河水統制事業（相模ダム）

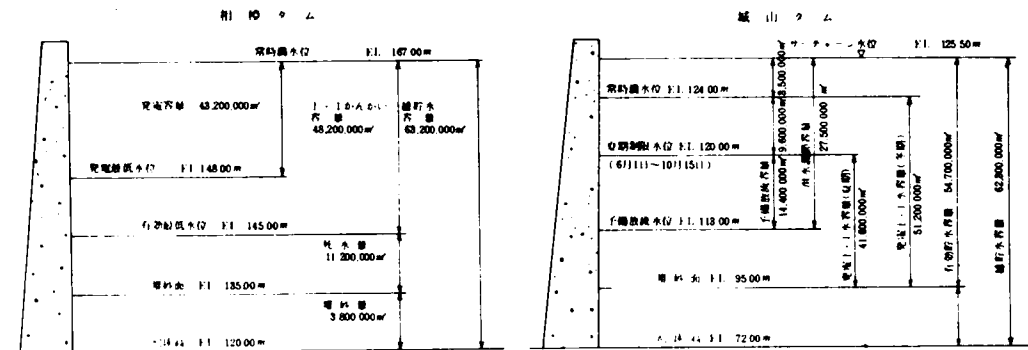
この事業は満州事変以来急増してきた京浜工業地帯の水需要に対処するため、一方では電力国家管理問題の動向があって県営水力発電事業の実施が時期を得ていたこともあって計画が軌道にのった。発電と上水供給の多目的ダム第1号ともいべき事業として歴史的意義が大きい。

ダム工事は昭和13年以来第2次大戦の困難な時期の中で進められ、一応昭和22年に完成して発電を開始したが、これと平行して供給を受ける横浜、川崎両市の上水道施設は昭和29年～35年の間に完成した。特定水利の対象として相模原開田計画があって、数次の変更の後、畑地かんがい用水として面積2,700haの畑に対して昭和31年から供給体制に入ったが、その後の急激な土地利用の変化に伴って事実上の供給はないままに現在に至っている。その後、河水統制事業としてはダムの2m嵩上げにより6,000,000 m^3 の有効容量を増加し、続いて道志川からの注水工事により貯水効率を向上し、発電事業をも併せたいわゆる第一次及び第二次増強事業を昭和25年から昭和31年にかけて実施し、現在の相模ダムの容量配分は図-1.3.1のようになっている。^{8),9)}

(2) 相模川総合開発事業（城山ダム）

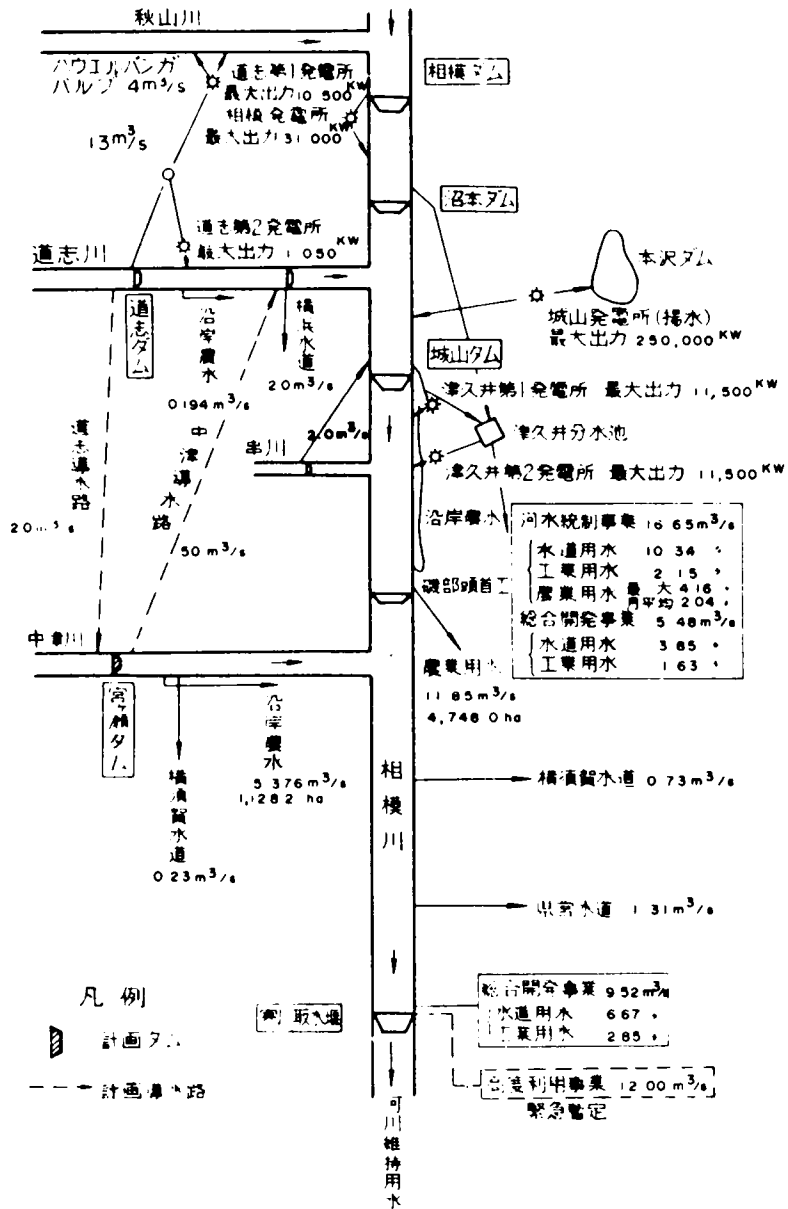
相模川総合開発に関する調査は河水統制事業の完成に引続いて昭和28年から開始され、昭和30年には城山ダム築造を基幹とする事業の構想がほぼ固まった。本事業は洪水調節と発電、都市用水供給の共同事業であるが、ダム工事は昭和37年着工、

図-1.3.1 相模ダム、城山ダム貯水容量配分



昭和40年に完成し、45年には串川導水路を完成した。容量配分は図-1.3.1の通りである。尚、本事業の一環として中津川より最大7 m^3/s の導水計画があって、城山ダムとして1 m^3/s の水量が開発されることになっているが、現在まで未着手である。¹⁰⁾

圖-1.3.2 相模川利水狀況



(3) 相模川高度利用事業

相模、城山両ダムによる水供給にも拘らず神奈川県内の水需要は増加の一途をたどっており、数年を待たないで利用しつくされてしまうことが予想されるので、

昭和 50 年における県内水需給計画の一環として、「神奈川県第 3 次総合計画」において、昭和 40 年にこの事業が打出された。

この計画は緊急暫定の措置として、寒川地点における河川維持用水を全量取水するもので、城山ダム計画で設定確保された $12\text{ m}^3/\text{s}$ （基準年 S.30 年）を最大取水量としているが安定した取水を確保するために水源の措置をすることが水利使用許可の条件となっている。

以上の利水の現況を一括して図示したものが、図－1.3.2 で、計画中のものは破線で示す。

〔4〕 水の将来需給

1. 神奈川県の将来水需要

水需要の将来推計については、種々の方法が用いられているが、一般に人口及び工業出荷額などの基本フレームの増加傾向と水消費量の増加傾向から将来の水需要を想定しようとする、基本フレーム・原単位積の方法がとられることが多い。

神奈川県の人口は急増の一途をたどり、この 10 年間に 200 万人以上の増加を示している。終戦時 180 万人であった人口は昭和 30 年には 300 万人に、昭和 49 年には 620 万人に達した。国土面積の 170 分の 1 に満たない県土に全国の 18 分の 1 を越える人口が集中し、人口規模においても人口密度においても東京・大阪について全国第 3 位を占めている。

また、神奈川県は地勢、気候、水資源など自然条件に恵まれるとともに、首都東京に隣接し、横浜港、川崎港などの大港湾を持つなど立地条件に恵まれて早くから工業立地上の適地と目され、とくに戦後の発展はめざましいものがある。臨海工業地帯における工業用地の埋立造成は 1,670 ha に及び、また、県央、湘南地域を中心とする内陸部への工業立地も 2,700 ha をこえるなど工業化は急テンポで進行した。この結果、工業出荷額は昭和 30 年に 4,730 億円であったものが、40 年には 3 兆円、45 年には 7 兆円、昭和 49 年には 12 兆円と年平均 20 % という急成長をとげた。

このような、人口の増加、工業の発展は表－1.4.1 のようであるが、都市用水の需要を急増させ水資源の確保が大きな課題となっている。

表－1.4.1 神奈川県人口及工業出荷額

年 次（昭和）	30	35	40	45	49
人 口（千人）	2,919	3,443	4,431	5,472	6,225
工業出荷額（億円）	4,729	14,056	30,492	71,306	120,903

神奈川県の新総合計画を参考に、基本フレーム・原単位積法により昭和60年の生活用水の需要量予測を行なってみると、人口762万人、工業出荷額を19兆円と想定すれば、昭和60年の需要水量は、表-1.4.2に示すように8,330千 m^3 /日と予測される。¹⁾

2. 水資源供給量

前述のような需要の伸びに対して現供給可能量は、相模川、多摩川、鶴見川、酒匂川及びその他の小河川並びに地下水等により4,132千 m^3 /日が確保されているが、昭和50年までには地下水くみ上げの減少、小河川の水質悪化などにより、供給量は3,815千 m^3 /日にまで減ずるものとされ同時点において、およそ2,000千 m^3 /日の不足水量を生ずることになるとした。

これに対処して神奈川県は、昭和50年までに相模川高度利用により1,036千 m^3 /日を、酒匂川総合開発により1,825千 m^3 /日、早川水系32千 m^3 /日の計2,893千 m^3 /日を開発して、6,708千 m^3 /日の供給を可能ならしめている。

しかしながら昭和50年までの需給のバランスシートは、図-1.4.1のようになり一応保たれるものの、それ以降に予想される大巾な需要の増加に対処してさらに水資源開発施設拡充のための積極的な施策が必要となる。

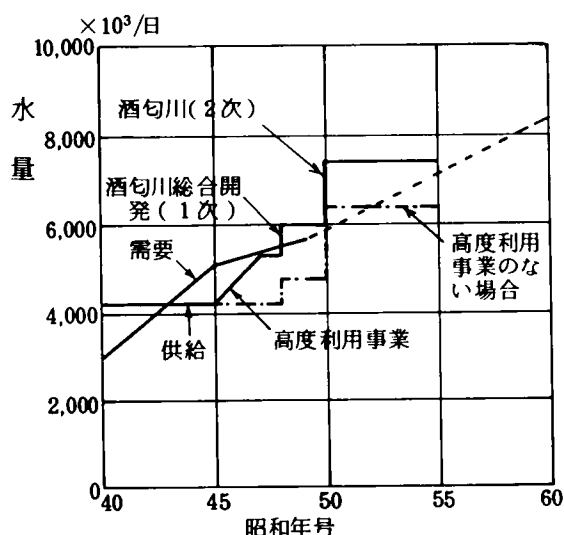
表-1.4.2 水利用計画総括表

(単位 m^3 /日)

項 目	現 況 (昭和49年)	昭 和 60 年	
		人 口 工業生産額	762万人 19兆円
需 要 水 量	5,510,300		8,330,300
生 活 用 水	3,435,300		6,255,300
家庭用水	2,771,900		4,844,100
※その他都市用水	663,400		1,411,200
工 業 用 水	2,075,000		2,075,000

※ その他都市用水には工場用水を含む。

図-1.4.1 水需要バランスシート



参 考 文 献

- | | | |
|-------------------------|---------------|---------------------|
| 1) 神奈川県 of 気象 | 4 5 年 | 日本気象協会横浜支部 |
| 2) 山梨県 of 気象 気象 7 5 年報 | 4 5. | 日本気象協会甲府支部 |
| 3) 関東地域 of 降雨 | 4 6. 3 | 関東地方建設局企画部 |
| 4) 相模川水系水収支資料 | 4 4. 1 | 神奈川県企業庁総合開発局
調査課 |
| 5) 相模川水系工事实施基本計画 | 4 1. 2 | 神奈川県・山梨県 |
| 6) " | 4 5. 3 | 建設省河川局 |
| 7) 第 3 次総合計画改定版 | 4 4. 9. 1 0 | " |
| 8) 神奈川県河水統制事業史 | 2 7. 1 1. 1 5 | 神奈川県 |
| 9) 神奈川県企業庁史 | 3 8. 3 | 神奈川県企業庁 |
| 10) 城山ダム建設工事誌 | 4 2. 3 | 神奈川県企業庁総合開発局 |
| 11) 神奈川県新総合計画 | 5 1. 9 | 神奈川県 |

第2節 中津川開発と宮ヶ瀬ダム

宮ヶ瀬ダム計画は治水と利水の両面からその必要性を認めることができる。宮ヶ瀬ダム計画の経緯をしらべ、それらの特質を検討してみよう。

① 7 m/s 導水計画

昭和35年12月、相模川総合開発事業が神奈川県において決定されたが、その中に串川から最大2 m/s、中津川から最大7 m/sを城山ダムへ導水する計画が含まれていた。しかし中津導水の案は導水地点下流の地元民の同意が得られず、未着工のままとなり現在に至っている。

② 中津川総合開発計画

昭和42年8月、神奈川県は中津川の高度開発を検討していたが、上記の導水案では下流の流況改善が困難であり地元の賛成も得難いことから、中津川総合開発計画を打ち出した。これによると図-2.2.1(その1)のように中津川本川と支川早戸川に各々高さ100 m程度、有効貯水量合計50,000,000 m³のダムを築造して、中津川の水を導水路によって道志川を経て、城山ダムに流入させ、都市用水の取水量増加を図ろうとするものであった。

表-2.2.1 中津川開発計画
(三点ダム案)

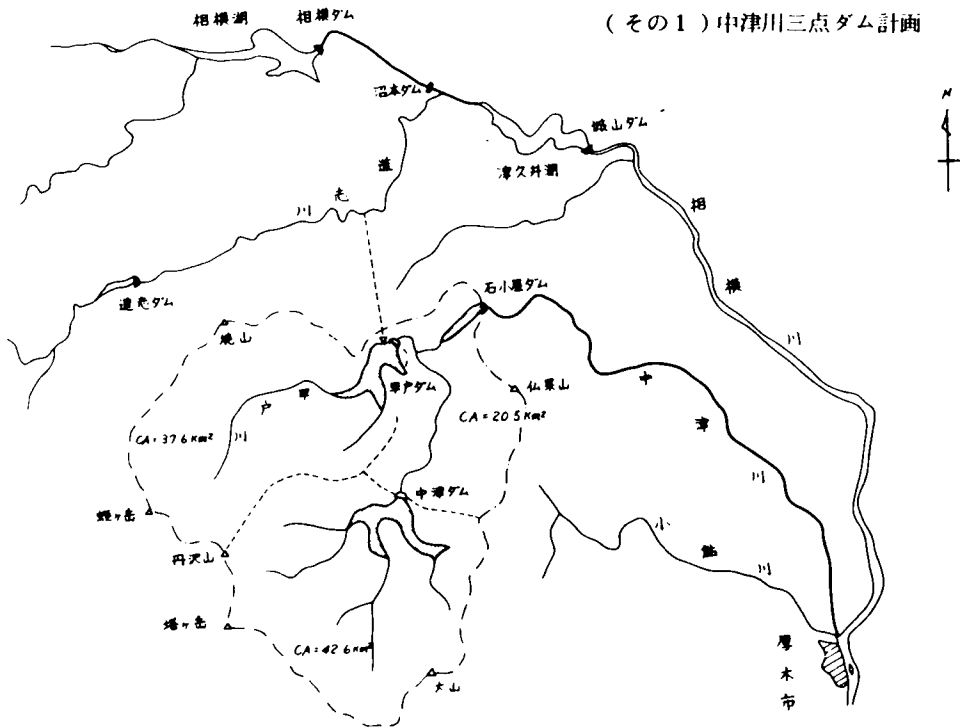
	中津ダム	早戸ダム	石小屋ダム
集水面積	42.6 km ²	37.6 km ²	101.4 km ²
総貯水量	30,700,000 m ³	29,200,000 m ³	2,100,000 m ³
有効貯水量	25,300,000 m ³	21,700,000 m ³	1,700,000 m ³
有効水深	42.0 m	45.0 m	15.0 m
ダム高さ	106.0 m	102.0 m	41.0 m

この計画に含まれる三つのダムの諸元は表-2.2.1のようであるが、このうち早戸川に計画された早戸ダムに対して直下流部落の強い反対があって、全体計画は縮小され、図-2.2.1(その2)のような中津ダム単独案となった。神奈川県はこの中津ダムについて昭和42年～45年に調査を実施して一応計画をまとめている。¹²⁾

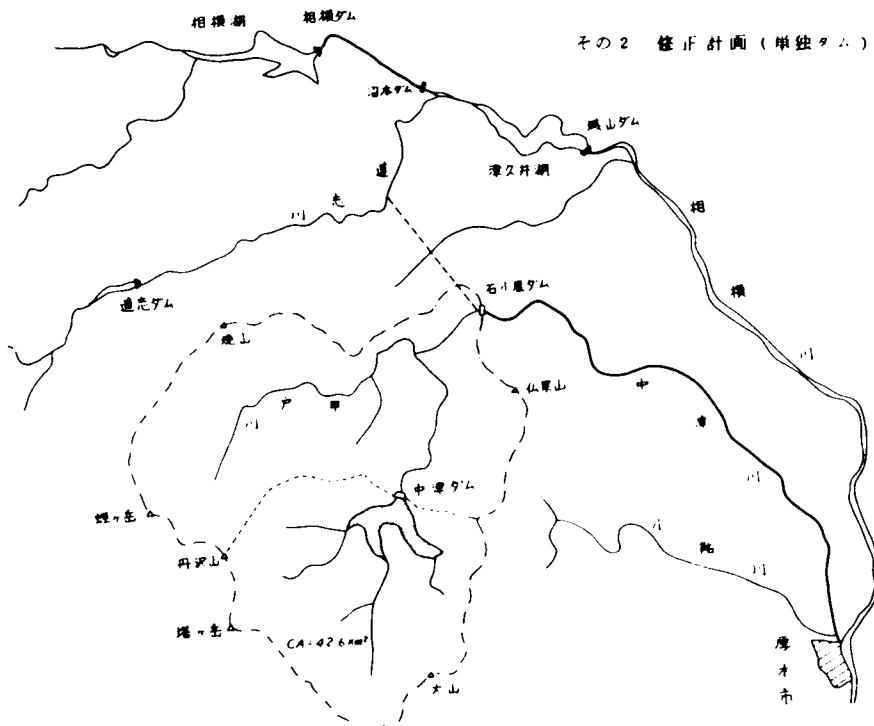
開発水量をみると、三点ダム計画では4.7 m/s、中津川単独案では3.5 m/s(基準年昭和38年)程度であって宮ヶ瀬ダム計画に比べてかなり小規模なものである。

図-2.2.1 中津川開発計画

(その1) 中津川三点ダム計画



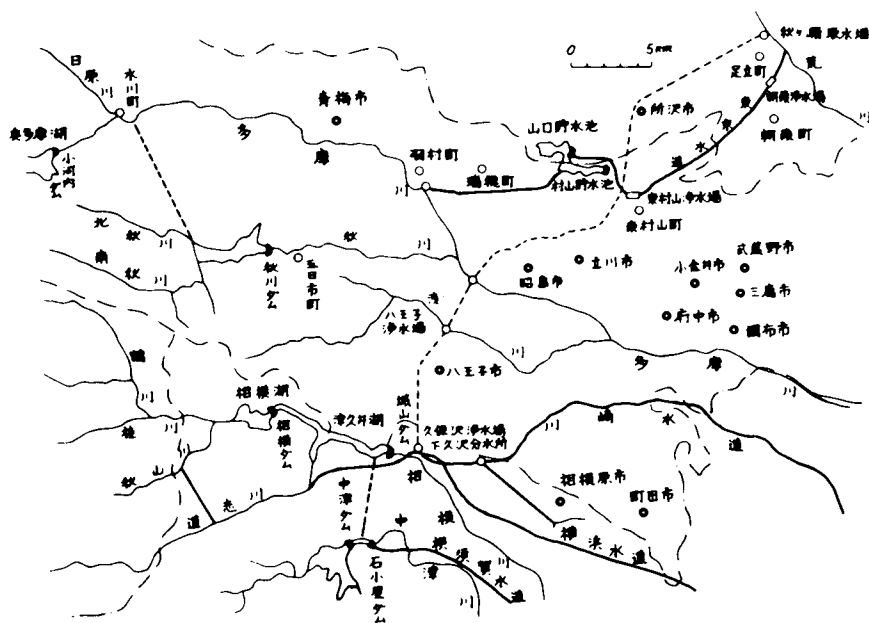
その2 修正計画(単独ダム)



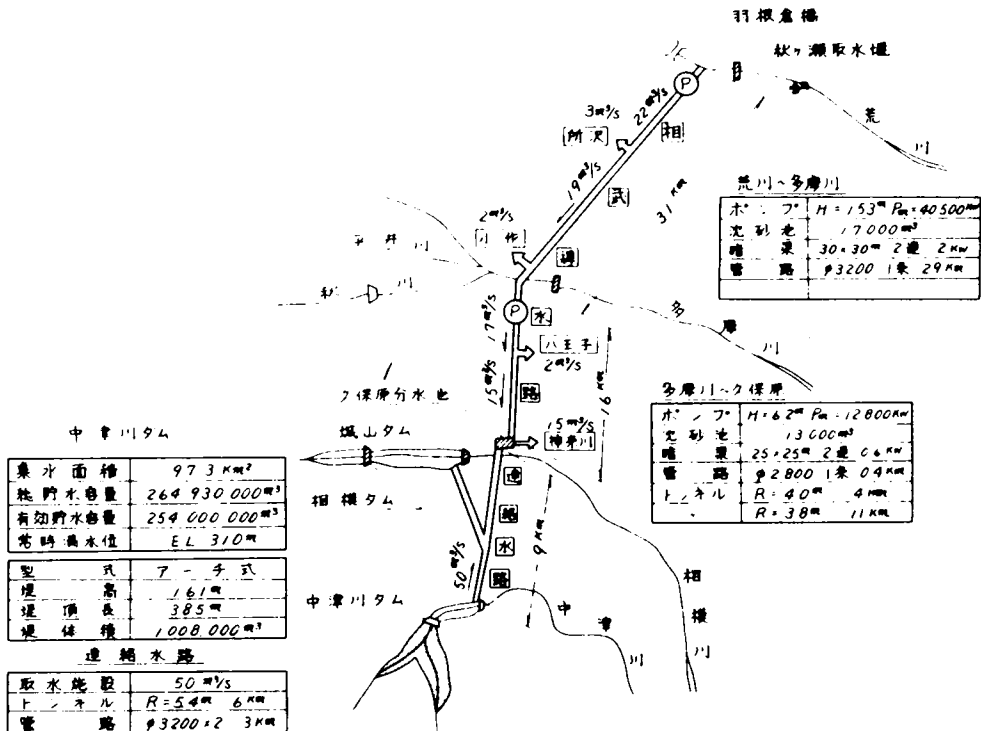
③ 相武地域広域利水計画

昭和44年3月、水資源開発公団は相武地域広域利水計画案の第一部として中津川ダム試案を提案した。これは小林泰氏が先(昭和43年2月)に提唱した「首都圏における水資源の広域開発について」を踏んだものである。それによると有効容量250,000,000 m^3 で中津川単独開発の場合の開発水量は11 m^3/s で、宮ヶ瀬計画にかなり近いものである。この開発計画では図-2.3.1のようにさらに既設の利根川連絡水路によって利根川と荒川をむすび、さらに荒川-多摩川-相模川の三河川を結ぶ連絡水路を設けることによって利根川から順送りに荒川・多摩川の余剰水を多摩川以西の東京都及び神奈川県の一部の需要地へ導水し、更に余裕ある時は中津川のダムに貯留して、中津川の自流と併せて関連操作することによって最大15 m^3/s (基準年昭和33年)の水を開発できると結んである。^{13),14),15)}

図一 2.3.1. (1) 西部広域導水計画



(2) 広域計画概要図



4 宮ヶ瀬ダム計画

宮ヶ瀬ダム計画は、以上の様な中津川の開発計画が土壌となって生れたものである。その計画の骨子は相模川右支川中津川に高さ約 150 m のダムを建設して、洪水調節を行うと共に、既設道志ダムと宮ヶ瀬ダムを結ぶ導水路により流入量の増大をはかり、宮ヶ瀬ダムと既設城山ダムを結ぶ導水路を通じて不特定用水の補給及び都市用水の確保を図ろうとするものである。（図－1.1.1 参照）

1. 洪水調節

ダム地点の計画高水量 1,700 m³/s のうち 1,600 m³/s を調節し、一定量放流方式により 100 m³/s に調節し、中津川沿岸を洪水から防禦するとともに、本川城山ダム等の洪水調節と相まって厚木地点の基本高水のピーク流量 10,100 m³/s を 7,300 m³/s に低減させる。（図－2.4.1 及び 2.4.2 参照）¹⁶⁾

圖-2.4.1 洪水調節圖

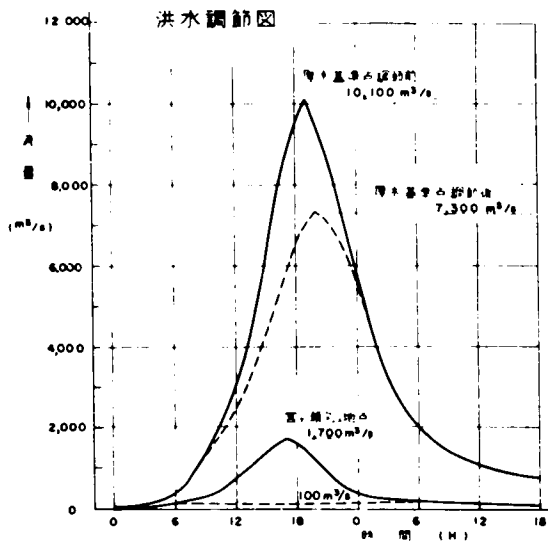
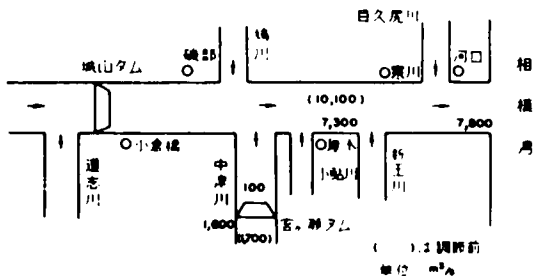


圖-2.4.2 計畫高水流量配分圖



2. 不特定用水

中津川沿岸を含む城山ダム下流の相模川沿岸の約 6,700 ha の既成農地に対するかんがい用水，ならびに寒川地点における河川維持用水を確保するとともに，相模川河水統制事業，相模川総合開発事業およびその他の既得都市用水に対して補給を行う。

3. 都市用水

宮ヶ瀬ダム建設によって、新たに都市用水として平均 $15 \text{ m}^3/\text{s}$ （日量約 $1,300$ 千 m^3 ）の供給を行う。¹⁷⁾

4. 宮ヶ瀬ダム計画の特徴

宮ヶ瀬ダム計画の特徴の概要をまとめると、

- (1) 相模川の水源を最高度に活用する事を前提とし、本川の既設2ダムからの無効放流を極力少なくすべく、宮ヶ瀬ダム完成後の新規開発水量をも含めて相模・城山両貯水池から優先的に供給し、その間宮ヶ瀬ダムは貯留を優先して、本川2ダムからの供給量が不足を来す場合のみ城山ダムへ補給する方式をとる。すなわち本支流間のダムを導水路によって結び水系一貫の水利用計画を採用したこと。
- (2) 開発水量の量的安全度を向上させるため城山ダム計画時点における渇水基準年昭和30年から昭和39年の流況を用いて利水計算をたてることにした。この結果2年に1度の渇水に耐えられる利水安全度から必ずしも十分ではないが、5年に1度の渇水に耐えられる利水安全度まで引き上げることによって、神奈

川県内各種用水の主水源としての相模川を一層安定した供給源としたこと。

- (3) 貯水池の使用計画にみられる通り、経年貯留型となるが、将来他の水系からの導水実施に際して十分受け皿的役目を果し得ることが期待できること。
- (4) 立地の条件から、大規模揚水発電計画と、レクリエーションセンター的役割を果し得る可能性を有していること。

などが挙げられる。ダム、貯水池および導水路諸元は次のとおりである。

○ ダム

位 置： 左岸 神奈川県津久井郡津久井町青山
神奈川県愛甲郡愛川町半原
右岸 神奈川県愛甲郡清川村宮ヶ瀬
神奈川県愛甲郡愛川町半原

型 式： 直線重力式コンクリートダム

堤 高： 155.0 m

堤 頂 長： 411.0 m

堤 体 積： 2,010,000 m³

非越流部標高： E. L. 293.0 m

○ 貯水池

集 水 面 積： 101.4 km² (導水流域112.5 km²)

湛 水 面 積： 4.9 km²

総貯水容量： 210,000,000 m³

有効貯水容量： 200,000,000 m³

常時満水位： E. L. 290.0 m

洪水時満水位： E. L. 290.0 m

○ 放流設備

ク レ ス ト： テンターゲート 10.5 m × 12.0 m 2 門

放 水 管： ハウエルバンガーバルブ ϕ 2.7 m 2 条

利 水 放 水 管： ハウエルバンガーバルブ ϕ 1.8 m 2 条

ϕ 1.05 m 1 条

計画高水流量： 1,700 m³/s

設計洪水流量： 1,700 m³/s

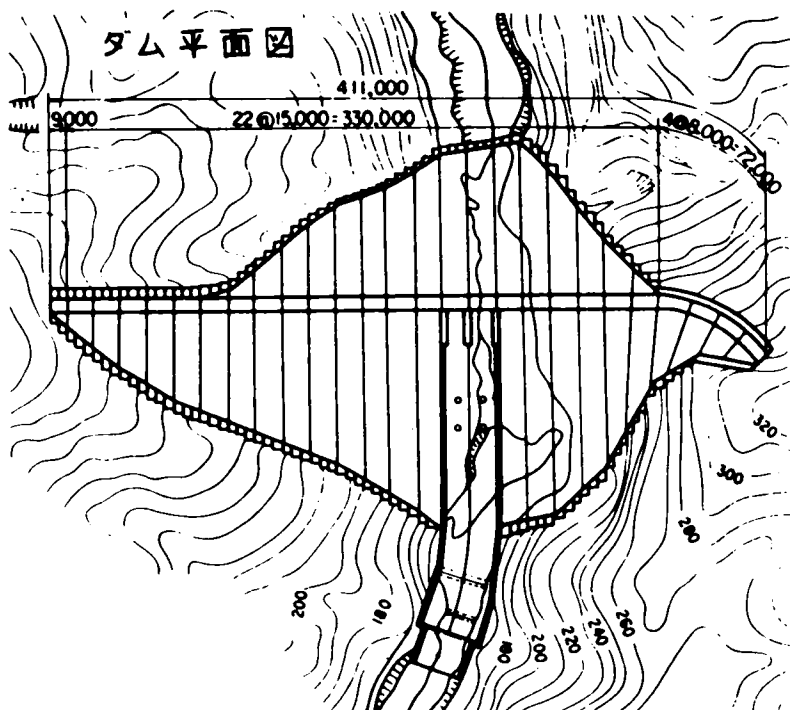
異常洪水流量： 2,040 m³/s

○ 導水路

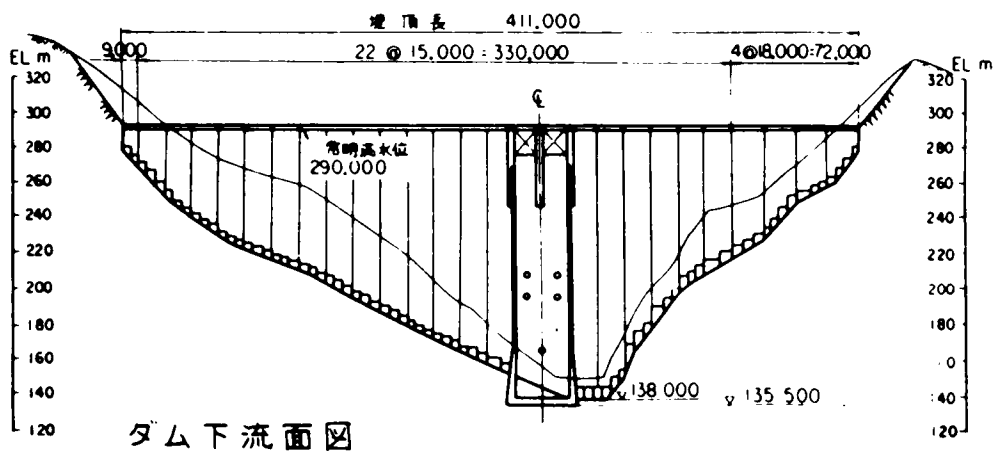
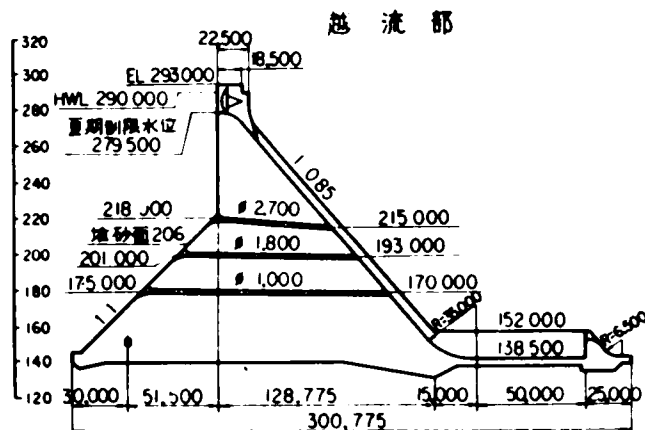
導水路名	道 志 導 水 路	中 津 導 水 路
位 置	呑口：神奈川県津久井郡津久井町青根 吐口：神奈川県津久井郡津久井町早戸	呑口：神奈川県津久井郡津久井町青山 吐口：神奈川県津久井郡津久井町鮑子
構 造	馬蹄形コンクリート	馬蹄形コンクリート
延 長	7,500 m	4,000 m
通 水 量	20 m ³ /s (最大)	50 m ³ /s (最大)
取水堰構造	越流式コンクリートダム (既設道志ダム)	越流式コンクリートダム (宮ヶ瀬ダム副ダム併用)

なお、ダム計画図は図－2.4.3のとおりである。¹⁸⁾

図－2.4.3 宮ヶ瀬ダム計画図



ダム標準断面図



参 考 文 献

- | | | | |
|-----|--------------------------------------|----------|---------------------|
| 12) | 中津ダム調査報告書 | S 4 6. 3 | 神奈川県企業庁総合開発局
調査課 |
| 13) | 首都圏における水資源の
広域開発について | 4 3. 2 | （水利科学研究所） 小林 泰 |
| 14) | 相武地域広域利水計画案
第 1 部（中津川ダム試案） | 4 4. 3 | 水資源開発公団 |
| 15) | 相武地域広域利水計画案
第 2 部（中津川ダム試案
資料編） | 4 5. 3 | 水資源開発公団 |
| 16) | 相模川洪水調節計算
（その 1 ～その 2）報告書 | 4 8. 3 | 宮ヶ瀬ダム調査事務所 |
| 17) | 宮ヶ瀬ダム利水計算
（その 4 ～その 5）報告書 | 4 8. 3 | 宮ヶ瀬ダム調査事務所 |
| 18) | 相模川宮ヶ瀬ダム建設事業
計画書 | 4 5. 8 | 建設省河川局開発課 |

第3節 宮ヶ瀬ダムと利水計画

① 概 要

貯水池計画を立案するに先立って計算に用いる資料及びその取扱いを明確にしておく必要がある。次に利水計算を一定のルールに則って試算し、貯水池の使用効率を高めてゆくこととした。開発水量は対象となる渇水年を計画基準年として求めることとなるが、その年が基準年として適正なものか否かの十分な検討が必要なのは第三編で強調したとおりである。貯水池の規模は妥当な投資の限度において決められるのが原則であるが、宮ヶ瀬の場合にも当然近傍の酒匂川開発の原水単価、利根川、荒川水系の開発計画に伴う原水単価などをも参考にしつつ、容量－開発水量曲線などを検討し、終年貯留の規模まで拡大して決定し、その際さらに考慮すべき条件として、相模川の組織的な水源開発は宮ヶ瀬ダムが最終的なものと考えられるので、貯水容量を地形・地質の許しうる限度一杯の規模とすることが異常渇水時の安全を保つための唯一の水源措置として必須であり、その上に将来の流域間導水の受け皿となる要素をも取入れる必要があるとした。

以上のような考えに立って具体的な利水計画を進めていくことにした。

② 流量資料¹⁹⁾の取扱い

図－3.2.1に示すように、流域を6つに分割し、それぞれからの流出量を次のようにして求めた。(図－3.2.1参照)

- | | | |
|---|---|------|
| (1) 相模川本川流量
$Q_1 (1,916.0 \text{ km}^3)$ | ハツ沢 P. S. よりの推算及び相模 P. S. + ダム放流量、
貯水位よりの逆算 | |
| (2) 道志川流量
$Q_2 (112.5 \text{ km}^3)$ | S 11～17 鮑子
S 24～28 ダム地点
S 29～43 両国橋 | } 実測 |
| (3) 串川流量
$Q_3 (20.8 \text{ km}^3)$ | S 32～33 実測
その他は道志川より流域面積比 | |
| (4) 中津川流量
$Q_4 (101.0 \text{ km}^3)$ | S 11～14, S 30～31 道志川より流域比
S 15～17, S 26～29 宮ヶ瀬 P. S. 及び田代 P. S.
より流域比
S 31～43 企業庁電気局実測 | |
| (5) 相模城山ダム間
$Q_5 (72.8 \text{ km}^3)$ | | |

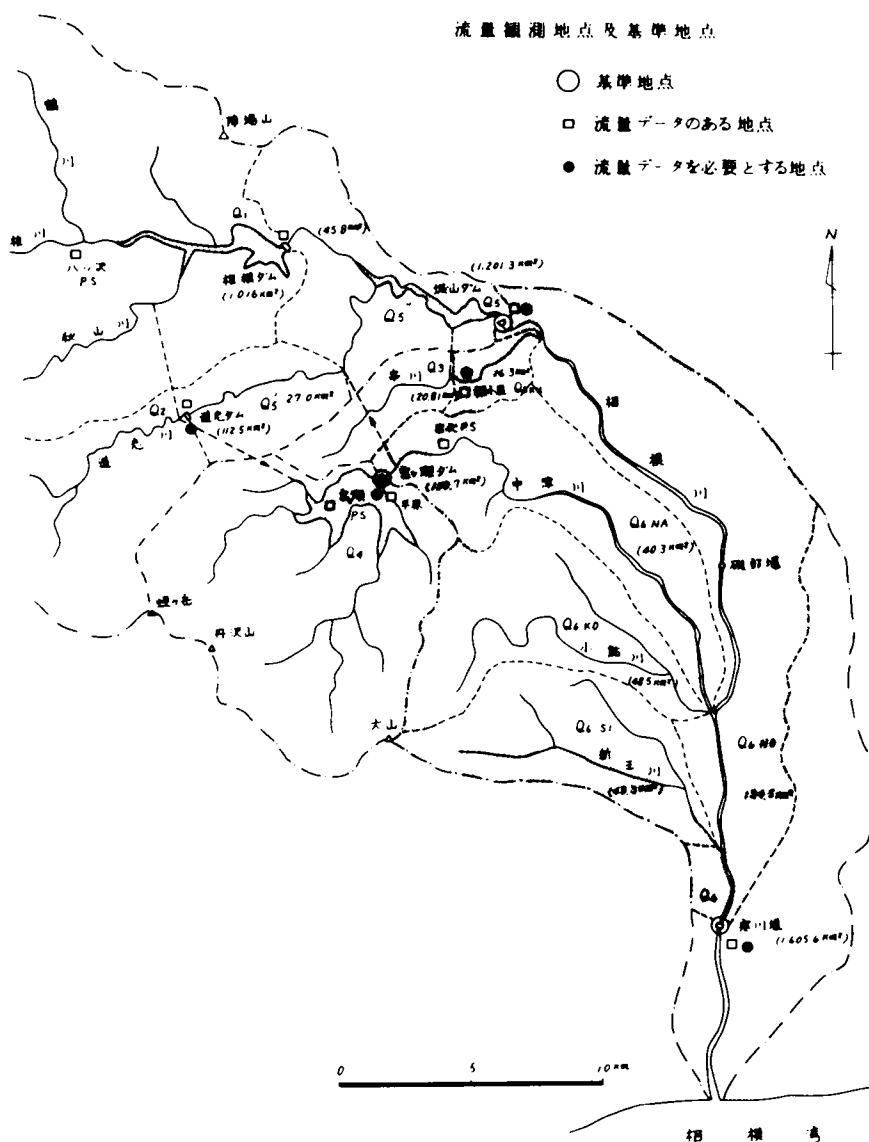
- $$Q'_5(27.0 \text{ km})$$

- $$Q_5'' (45.8 \text{ km})$$

$$Q_5'' = \frac{45.8 \text{ km}}{1,016.0 \text{ km}} \times \frac{1,910 \text{ mm}}{1,797 \text{ mm}} \times Q_1$$

- (6) 寒川残流域 寒川堰、城山ダム、中津川半原地点等の実測流量を用いた
 Q_6 (282.9 km^3) 逆算，中津川半原地点との相関。

图-3.2.1 相模川中下流平面图



寒川残流域流量（ Q_6 ）の算出について詳述するとつぎのようである。

昭和 39 年 4 月に寒川堰が完成し、同年 5 月に城山ダムの湛水開始によって、それぞれの地点の流量が観測され始めた。従ってそれ以後は実測流量、それ以前は相関図（図－3.2.3）を用いてこの流域からの流出量を算定した。

(4) 実測流量からの推算法

図－3.2.2 に示すように水の収支関係によって算出することができる。すなわち、

$$Q_o = Q_a - Q_{in} + Q_c \quad \dots\dots\dots (1.1)$$

ここに、 Q_o : 流域の流出量

Q_a : 寒川流量（実測）

Q_{in} : 流域への流入量（ $Q_1 + Q_2 + Q_3$ ）

Q_1 : 城山ダム放流量（実測）

Q_2 : 串川流量……道志川流量より 流域比により算出

Q_3 : 中津川流量（実測）

Q_c : 流域からの取水量（ $Q_{7ic} + Q_{8ic} + Q_{9sc}$ ）

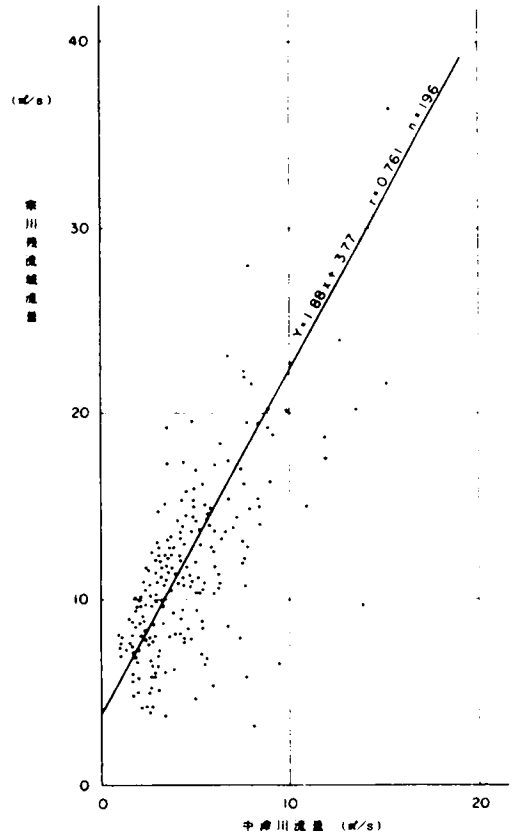
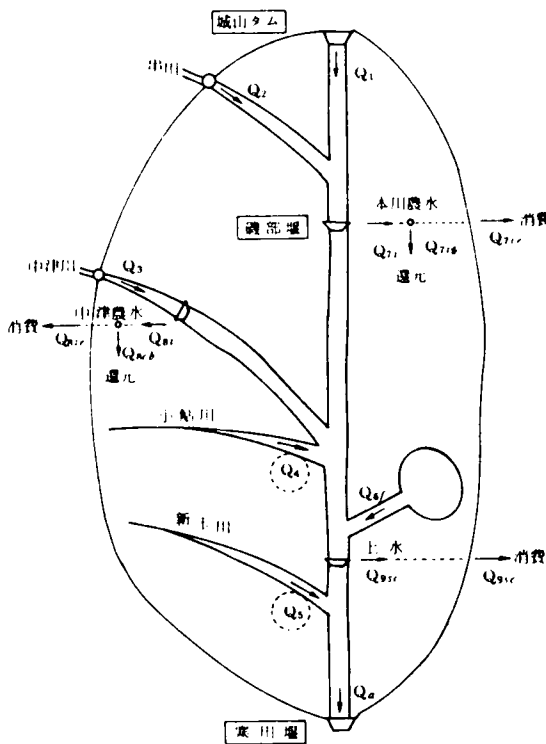
Q_{7ic} : 本川分農業取水の消費量（推定）

Q_{8ic} : 中津川分農業取水の消費量（推定）

農業用水の消費量は神奈川県が東京大学農業水利学研究室に委託して行った調査（S33～S35）によって実測された値から、1日当りの消費水量を 20 mm としてかんがい面積に割り掛けをした。かんがい用水の月別に変化する率も県の調査によって決めた。

Q_{9sc} : 各水道取水量（実測）

図-3.2.2 寒川残流域水収支モデル



実測流量と中津川流量との相関式を求めてその式から算出する。

$$Q_0 = 1.88 Q_3 + 3.77 (m/s) \dots\dots\dots (1.2)$$

(1.2) 式は S 3 9 年 5 月以降の実測値のうち農水消費量の少ない非かんがい期(10 月～3 月)の 196 箇の半旬平均流量の資料を抽出して寒川残流域流量とし、中津川実測値との関係を求めたもので、相関係数は 0.761 である。以上の事項を整理して計算に使用する各資料を S 24～S 43 の 20 ケ年についてまとめると表-3.2.1 のようになる。

表-3.2.1 利水計算に使用する流量資料一覧

—— 観測値
 - - - - - 推算値

基準地点	流域	年	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40	41	42	43	流域面積	
城山ダム	相模ダム	年	ハツ沢より流域面積比																					1,016.0km ²
	串川(流域変更)	残	道志ダム面積比																					208
	道志川	残	道志ダムより面積比																					270
	本川	残	道志ダムより面積比																					45.8
宮ヶ瀬ダム	宮ヶ瀬ダム(半原)		宮ヶ瀬、旧代P.S.より面積比																					100.7
	道志ダム(流域変更)																							112.5
寒川堰	串川	残	串川(流域変更)より面積比																					5.1
	小鮎川		同時流観により半原との相関																					48.5
	新玉川		"																					43.3
	中津川	残	宮ヶ瀬ダム(半原)より面積比																					40.3
	本川	残	同時流観により半原との相関																					134.5
	寒川堰		S39~43の実測値より半原との相関																					
	城山ダム(放流)		"																					

③ 利水計算

1. 利水計算の条件

(1) 既設事業との関係

- (a) 総合開発事業までの水利，即ち表－1.3.1，1.3.3にまとめた既得水利は確保する。
- (b) 表－1.3.1(2)の高度利用事業の水利は，その水利使用規則の規定するところにより緊急暫定措置であるため既得水利として扱わず，従って確保しない。

(2) 基準地点確保流量²⁰⁾

相模川水系内の各基準地点において確保すべき流量を，水の将来需要（第1節④），後述する河川維持用水の必要量等を考慮して，表－3.3.1及び図－3.3.1のように定める。

- (a) 城山基準点－既得農業用水，水道用水及び河水統制事業，総合開発事業の利水量を合せ最大 $37.48 \text{ m}^3/\text{s}$ を確保する。
- (b) 寒川基準点－河川維持用水（ $8.0 \text{ m}^3/\text{s}$ 一定，後述）及び総合開発事業（最大 $9.52 \text{ m}^3/\text{s}$ ）の水量，合せて最大 $17.52 \text{ m}^3/\text{s}$ を確保する。
- (c) 道志ダム基準点－道志川下流鮑子地点で $2.50 \text{ m}^3/\text{s}$ を上まわる流量についてのみ導水可能流量とした。
- (d) 宮ヶ瀬ダム地点－中津川沿岸の農業用水等に対しかんがい期（6月～9月） $5.00 \text{ m}^3/\text{s}$ 非かんがい期（10～4月） $2.00 \text{ m}^3/\text{s}$ ，5月 $3.50 \text{ m}^3/\text{s}$ を確保する。

図－3.3.1. 月別確保流量図

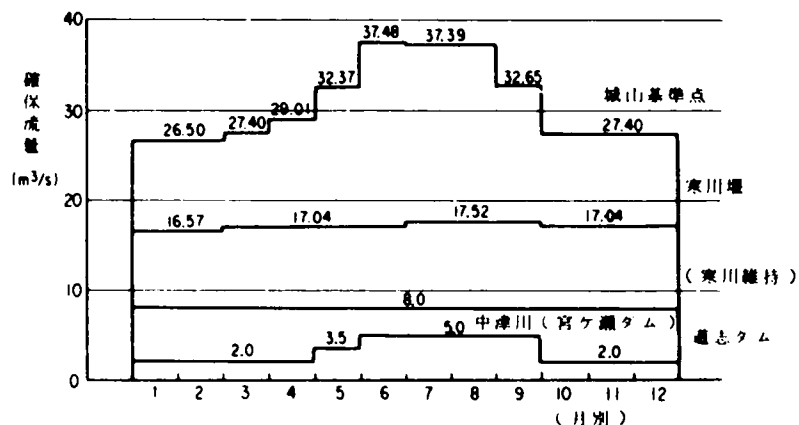


表-3.3.1 基準点月別確保量

地点	事業別 月別	1~2	3	4	5	6	7	8	9	10~12
城山基準点	既得(下流放流)	10.00	10.00	10.52	13.88	18.99	17.38	17.38	13.97	10.00
	河 水 } 分水	11.57	12.19	13.28	13.28	13.28	14.53	14.53	13.20	12.19
	総 合 }	4.93	5.21	5.21	5.21	5.21	5.48	5.48	5.48	5.21
	計	26.50	27.40	29.01	32.37	37.48	37.39	37.39	32.65	27.40
寒川堰	維持(下流放流)	8.00	8.00	8.00	8.00	8.00	8.00	8.00	8.00	8.00
	総 合 (分水)	8.57	9.04	9.04	9.04	9.04	9.52	9.52	9.52	9.04
	計	16.57	17.04	17.04	17.04	17.04	17.52	17.52	17.52	17.04
宮ヶ瀬ダム	維持及横須賀	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00
	かんがい用水	—	—	—	1.50	3.00	3.00	3.00	3.00	—
	計	2.00	2.00	2.00	3.50	5.00	5.00	5.00	5.00	2.00

(3) 補給・貯留の方法

ダム操作の基本的な方針としては、補給については本川の城山・相模両ダムを優先してあて、貯留については宮ヶ瀬ダムを優先させる方式をとる。これは、流出量が多く貯水容量の小さい本川ダムの利用機会を増し、従って無効放流を減少させ、流入量が少なく貯水容量の大きい宮ヶ瀬ダムになるべく貯水させようとする考え方で、いわゆる空間基準に従うもので²¹⁾ 全体のダム群としての貯水池使用効率が高められる。

2. 計算方法および計算ケース

(1) 利水計算の方法

計算は図-3.3.2に示す利水計算模式図により行う。

すなわち、

城山基準地点について

$$Q = Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 \cdots \cdots (1.3)$$

$$Q = Q_0 - Q - q_1$$

$$Q = Q_0 - Q - q_2$$

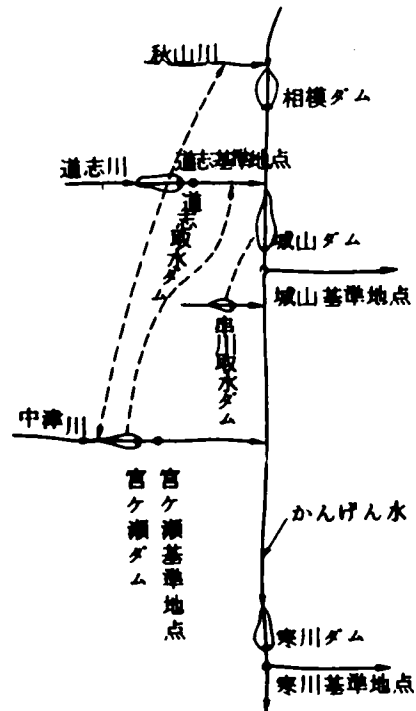
ここに、 Q : 城山基準地点流量

Q_1 : 相模～城山間残流域流出量(含む道志残流域)

Q_2 : 串川よりの導水量

- Q_3 : 相模ダム流入量
 Q_4 : 道志ダム余剰量(宮ヶ瀬ダムへの導水最大 $2.0 \text{ m}^3/\text{s}$ および相模ダムへの導水最大 $1.3 \text{ m}^3/\text{s}$ をそれぞれ導水した後の流量から下流沿岸既得用水を差引いたのこりの流量)
 Q_5 : 宮ヶ瀬ダムよりの導水量
 Q_0 : 城山基準地点における確保水量
 q_1 : 城山基準地点についての総貯留可能量
 q_2 : 城山基準地点についての総ダム補給必要量

図-3.3.2 利水計算模式図



を計算し、

寒川基準点については、

$$Q_6 = Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10} + Q \dots\dots\dots (1.4)$$

$$Q_6 > Q_1 \quad Q_6 - Q_1 = q_3$$

$$Q_6 < Q_1 \quad Q_1 - Q_6 = q_4$$

ここに、 Q_6 : 寒川基準地点流量

Q_7 : 城山～寒川ダム間残流域流出量(含中津川残流域)

Q_8 : 串川ダム余剰量(最大 $2.0 \text{ m}^3/\text{s}$ を城山ダムに導水した後の流量)

Q_9 : 寒川地点還元量(城山～寒川ダム間の農業用水について、取水量－消費量＝還元量)

Q_{10} : 宮ヶ瀬ダム余剰量

Q : 城山ダム流入量

Q_1 : 寒川基準地点における確保水量

q_3 : 寒川基準地点についての総貯留可能量

q_4 : 寒川基準地点についての総ダム補給必要量

を計算する。

その結果、 q_1 と q_3 の比較を行い小さい方がダムに貯留出来る量であり、 q_2 と q_4 を比較して大きい方がダムからの補給の必要量であるから、これより貯水池の計算ができるわけである。

また、磯部頭首工よりの実績を用いて計算を行ったケースは(2)式のうち、 $Q_7 + Q_9 = Q_{11}$ とし、 Q_{11} と宮ヶ瀬ダム地点流量との流量相関（昭和39年5月～昭和44年）を求め、 Q_{11} を推算し（1.3）式と（1.5）式を用いて補給計算を行う。

$$Q_6 = Q_8 + Q_{10} + Q + Q_{11} \dots\dots\dots (1.5)$$

$$Q_6 > Q_k \quad Q_6 - Q_k = q_3$$

$$Q_6 < Q_k \quad Q_k - Q_6 = q_4$$

ここに、 Q_6 : 寒川基準地点流量

Q_8 : 串川ダム余剰量

Q_{10} : 宮ヶ瀬ダム余剰量

Q : 城山ダム流入量

Q_{11} : 還元水を含んだ城山～寒川ダム間残流域流出量

Q_k : 寒川基準地点における確保水量

q_3 : 寒川基準地点についての総貯留可能量

q_4 : 寒川基準地点についての総ダム補給必要量

(2) 計算ケース

計算ケースは予備計算を表-3.3.1に、本計算を表-3.3.2に示すとおりであって、種々の場合を想定したものである。

表-3.3.1 相模川利水計算ケース（予備計算）

ケース	宮ヶ瀬ダム				計 算 値				ケース	宮ヶ瀬ダム				計 算 値			
	貯水容量	取水地点	取水容量	取水回数	年間平均	年間平均	年間平均	年間平均		貯水容量	取水地点	取水容量	取水回数	年間平均	年間平均	年間平均	年間平均
基本計画	10 ⁵ m ³	宮ヶ瀬	10 ⁵ m ³	12	24~43	20	200,000	10 ⁵ m ³	城山	11.7	10 ⁵ m ³	45,000	12	35~38	4		
					6	20											
					35~39	5											
中継水池	200,000	宮ヶ瀬	10 ⁵ m ³	12	24~43	9			城山	6.7							
			3	45,000		9											
			9			9			城山	3							
						9			宮ヶ瀬	1.18				35~38	4		
過水貯留	100,000		10	40,000		9			城山	10.8							
			5			9			城山	6.5							
		城山	10			9			城山	5							
			5			9			宮ヶ瀬	6.5							
		城山	5			9			宮ヶ瀬	1.19				24~43	20		
		宮ヶ瀬	5			9					10			35~43	9		
	150,000	宮ヶ瀬	10			9					5						
			5			9			200,000	城山	10.6			40~43	4		
		城山	10			9					15			40~41	2		
			5			9				宮ヶ瀬	1.6						
		宮ヶ瀬	5			9			150,000		10			35~43	9		
	200,000	宮ヶ瀬	10			9					5						
			5			9			200,000	城山	10			35~39	5		
		城山	10			9					11.7			40~43	4		
			5			9					11.2			24~43	20		
		宮ヶ瀬	5			9					1.11			42~43	2		
		宮ヶ瀬	12	45,000		4											

表-3.3.2 相模川利水計算ケース(本計算)

ケース	宮ヶ瀬ダム 貯水容量	新規開発		治水 容量	河川 維持用水	計算数量		摘 要
		開発地点	開発量			期 間	年 数	
既 計 画	10 ⁶ m ³		m ³ /s	10 ⁶ m ³	1200 ^s	S24~43	20	
"					800	"	20	
"		寒 川	800		800	26~30	5	基準年 S30年
"		"	1000		"	"	5	"
"		"	1200		"	"	5	"
"		"	1600		"	"	5	"
"		"	1800		"	"	5	"
"		"	2000		"	"	5	"
導水路案	200	"	平 1450	45	"	35~39	5	旧 流 量
"	"	"	平 1500	"	"	"	5	"
"	"	"	平 1550	"	"	"	5	"
"	"	"	平 1520	"	"	24~43	20	"
"	"	"	"	"	大正 昭和 1~43	57		
"	"	"	山 1610	"	"	35~39	5	10 ¹⁰ m ³ 保存容量
"	"	"	山 1580	"	"	"	5	10
"	"	"	山 1586	"	"	24~43	20	10
"	"	"	"	"	"	35~39	5	20
"	"	"	"	"	"	"	5	0
"	"	"	平 1480	"	"	24~43	20	10
"	"	"	"	"	"	35~39	5	10
"	"	"	"	"	"	"	5	20
"	"	"	平 2200	"	"	29~30	2	10
"	"	"	平 2330	"	"	"	2	10
"	"	"	平 2400	"	"	"	2	10
導水路案	200 ¹⁰ m ³	寒 川	平 2600	45 ¹⁰ m ³	800 ^m /s	29~30	2	10
"	"	城 山	山 1000	"	"	35~39	5	10
"	"	"	山 1150	"	"	"	5	10
"	"	"	山 1300	"	"	"	5	10
"	150	寒 川	山 1500	"	"	"	5	10
"	"	"	山 1520	"	"	"	5	10
"	"	"	山 1600	"	"	"	5	10
"	220	"	山 1600	"	"	"	5	
"	"	"	山 1620	"	"	"	5	
"	"	"	山 1700	"	"	"	5	
"	250	"	山 1600	"	"	"	5	
"	"	"	山 1660	"	"	"	5	
"	"	"	山 1800	"	"	"	5	
酒匂川導水	200	"	山 1700	"	"	"	5	
"	"	"	山 1850	"	"	"	5	
"	"	"	山 1950	"	"	"	5	
"	200	"	山 2000	"	"	"	5	
"	"	"	山 2100	"	"	"	5	
"	"	"	山 2200	"	"	"	5	
富士川導水	200		平 2500	"	"	"	5	
"	"		平 2600	"	"	"	5	
"	"		平 2800	"	"	"	5	
"	"		平 3000	"	"	"	5	

④ 貯水池規模と開発水量の検討

1. 計画基準年とその安全度

第1編第3章第1節で述べたように基準渇水年は適正に定められなければならない。そこで、

- ① 利水事業間の安全度にバラツキがあるのを統一する必要がある。
- ② 相模川に対する県内の各水道事業の依存度が60%を越えている実態から考えて、主たる供給源としての安全度を向上させる必要がある。

の2点を踏えて検討を加えた。

(1) 現行相模川総合開発計画までの安全度

城山ダム計画においては昭和11年～昭和17年及び昭和24年～昭和33年の計17年間の流量資料を対象に、昭和15年、昭和33年を異常渇水年として除き、それに次ぐ渇水として昭和28年冬期と昭和30年夏期を計画基準年としている。

計画基準年の安全度を評価するために出来る限り長期の流量資料を用いる必要がある。

そこで、大正2年から昭和43年までの57年間の試算結果は、図-3.4.1のようになる。図中マイナスは不足量を意味する。

昭和30年(城山ダム基準年)は57年中第28位の渇水で、2年に1度のひん度で生起する確率を示し、むしろ渇水とは言い難いことが判った。

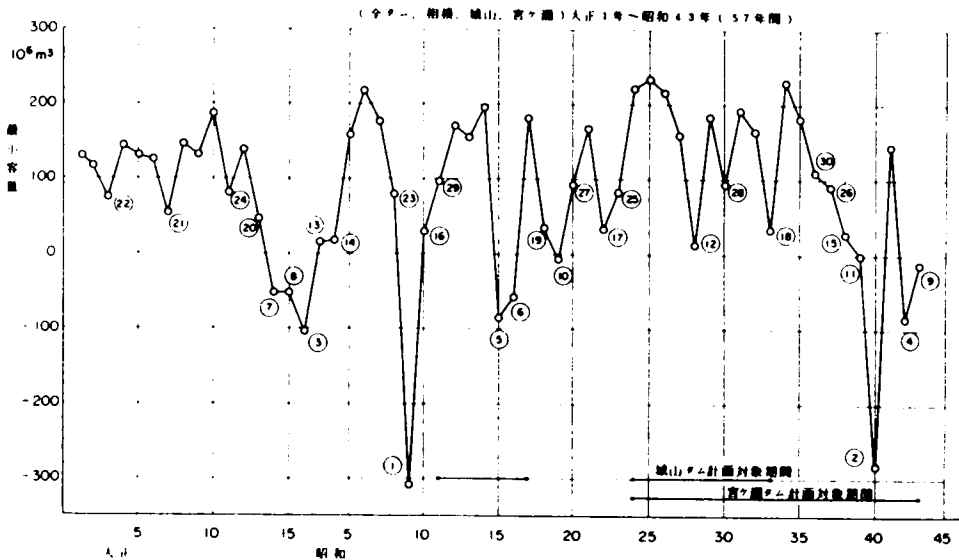
- ##### (2) 宮ヶ瀬ダム計画では実際には流量資料の多い昭和24年～昭和43年の20ヶ年間を対象として、渇水第4位である昭和39年を計画基準年とした。

(表-3.4.1)

昭和39年は図-3.4.1からは57年中第11位の渇水では5年に1度の確率となり、同程度の渇水としては昭和19年、28年、43年などが挙げられる。

- ##### (3) 利水安全度について城山ダム計画では結果的に2年に1度の渇水を対象としたことになるが、宮ヶ瀬計画では5年に1度の渇水に対応する安全度にまで引き上げ、既得の水利権量についても、新規のものについても一率に安全度をそろえることにした。

図-3.4.1 年別貯水池最小貯留量



2. 開発水量と貯水池の規模について

計画基準年を昭和39年とし、この年を中心に、第3節2.に示した計算を進めた結果次表を得た。

宮ヶ瀬ダム 有効容量	満水位	寒川基準点 開発水量
100×10 ⁶ m ³	EL 268m	10.0m ³ /s
150	281	13.0
200	290	14.8
242	293	15.2

貯水容量と寒川堰開発水量との関係は上表から図-3.4.2のようになるが、貯水規模は2億m³が適当であることを示している。

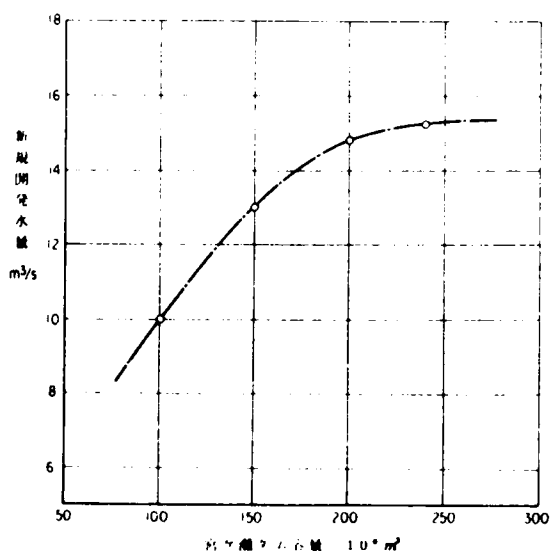
貯水規模を2億m³として、第3節2-(2)の計算ケースから宮ヶ瀬ダム計画の開発水量等について更に検討を加え

表-3.4.1 最小貯留表(3ダム合計値)

昭和年	最小貯留量 10 ⁶ m ³	順位	摘要
24	68.1	8	
25	239.6		
26	206.3		
27	173.1		
28	7.6	5	
29	181.4		
30	79.1	9	
31	181.4		
32	158.5	7	
33	30.5		
34	229.3		
35	169.9	10	
36	103.0		
37	90.1	6	
38	29.4		
39	0	4	
40	278.6	1	
41	141.8	2	
42	89.5		
43	5.2	3	

た結果が表－3.4.2である。

図－3.4.2 宮ヶ瀬ダム容量・新規開発水量関係図



表－3.4.2 新規開発水量一覧表

(単位：m³/s)

開発地点	基 準 年	道志川導水なし (年間一定取水)	道志川導水あり (年間一定)	道志川導水あり (山型取水)	城山計画まで
城 山	昭和30年	—	—	—	—
	39	—	10.5	—	—
寒 川	30	—	23.5	—	4.0
	39	12.8	14.8	15.9	—

- 注
- 寒川地点の河川維持流量を8 m³/sとして確保する。
 - 「城山計画まで」の昭和30年4 m³/sの実態は城山ダムに11,300,000 m³の余裕水量がある、水量換算3 m³/s。39年0 m³/sの実態は城山ダムに-13,700,000 m³の不足を生じており不足容量を0にするためには維持流量8 m³/sは4.8 m³/sに減ずる。
 - 「山型取水」は期別の取水パターンを設定してその需要山型によって開発水量を求める場合を指す。

3. 考 察

(1) 利用率の限界に対する考察

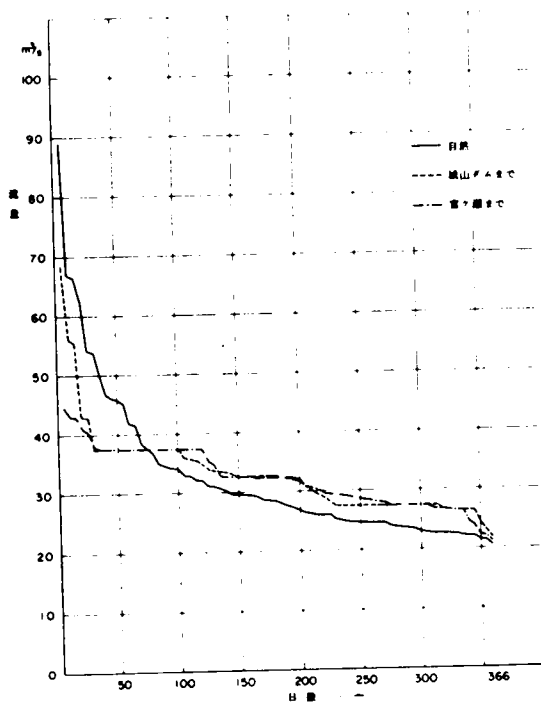
宮ヶ瀬ダム計画の基準年における相模川の流況改善について検討してみると表－3.4.3²⁾及び図－3.4.3～図－3.4.6になる。

表－3.4.3 昭和39年相模川流況表

(m^3/s)

基準地点	計 画 別	最 大	豊 水	平 水	低 水	渴 水	最 小
城山地点 津久井分水を含む	自 然 流 況	88.92	34.39	28.15	24.07	21.42	20.34
	城山ダムまで	68.39	37.39	27.40	23.24	23.24	21.94
	宮ヶ瀬ダムまで	44.60	37.39	32.37	27.40	21.96	21.17
寒川地点	自 然 流 況	138.47	53.56	43.19	35.60	31.48	29.87
	城山ダムまで	69.62	48.49	40.43	38.44	34.36	34.11
	宮ヶ瀬ダムまで	58.84	50.33	49.24	49.24	31.36	31.27

図－3.4.3 昭和39年城山地点流況
図及び流量図



図－3.4.4 昭和39年城山地点流況
図及び流量図

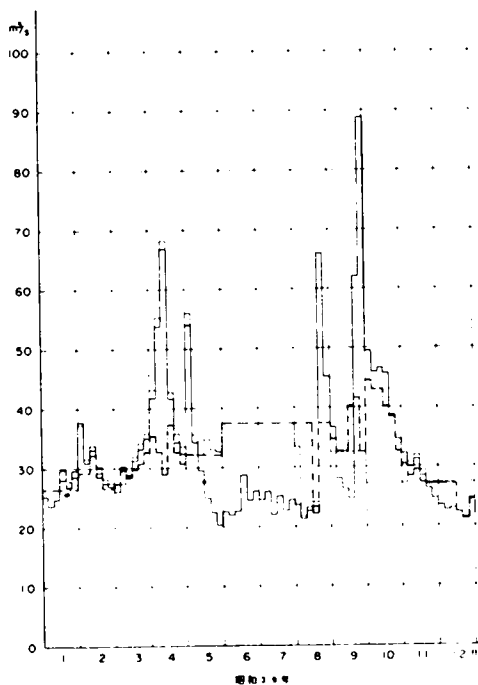


図-3.4.5 昭和39年寒川地点流況
図及び流量図

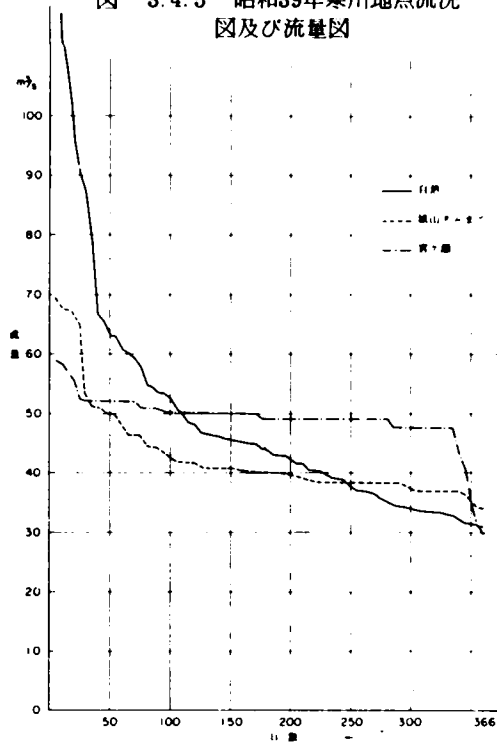
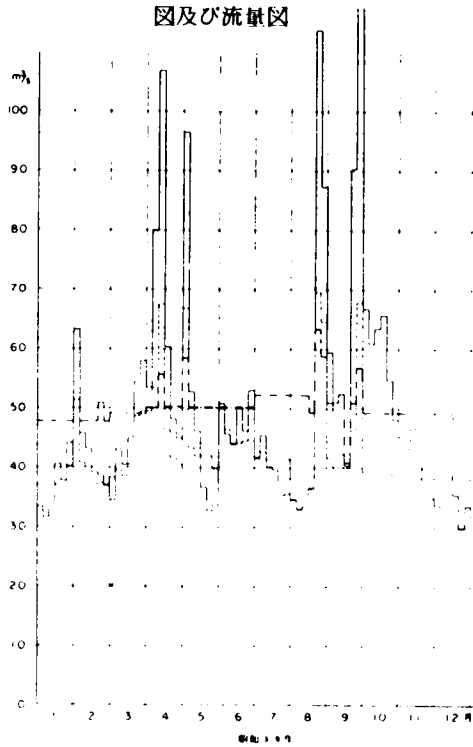


図-3.4.6 昭和39年寒川地点流況
図及び流量図



また、別に最近 20 ケ年の基準地点総流出量は表 - 3.4.4²⁾ で示される。各年における水利用率を算出すると表 - 3.4.5 のようになる。

表 - 3.4.4 基準地点総流出量

単位 10^6 m^3

年	城山基準点まで		寒川基準点まで	
	城山 計 画	宮ヶ瀬 計 画	城山 計 画	宮ヶ瀬 計 画
昭和24年	1.976	2.236	2.915	既計画 に同じ (城山 計画)
25	2.101	2.400	3.127	
26	1.540	1.735	2.275	
27	1.503	2.428	2.408	
28	1.629	1.870	2.591	
29	1.937	2.221	2.997	
30	1.638	1.846	2.544	
31	1.771	2.018	2.795	
32	1.615	1.830	2.544	
33	2.008	2.273	2.935	
34	2.174	2.471	3.239	
35	1.317	1.475	2.139	
36	1.606	1.823	2.455	
37	1.387	1.568	2.135	
38	1.378	1.530	2.031	
39	1.251	1.415	2.018	
40	1.741	1.481	2.667	
41	1.961	2.216	2.915	
42	1.219	1.382	1.953	
43	1.690	1.929	2.601	
計	33.442	38.647	51.284	
平均	1.672	1.932	2.564	

表 - 3.4.5 各年における利用率

	城山基準地点		寒川基準地点	
	既 計 画	宮ヶ瀬 ダム計画	既 計 画	宮ヶ瀬 ダム計画
昭和24年	32 %	28 %	55 %	71 %
25	30	26	51	66
26	41	36	70	91
27	42	26	66	86
28	39	34	62	80
29	33	29	53	69
30	39	34	63	82
31	36	31	57	74
32	39	35	63	82
33	32	28	54	71
34	29	26	49	64
35	48	43	75	97
36	39	35	65	84
37	46	40	75	97
38	46	41	79	102
39	51	45	79	103
40	36	32	60	78
41	32	29	55	71
42	52	46	82	106
43	38	33	62	80
平均	39	34	64	83

注 農業用水の還元を含む

今、参考として主都圏各河川の昭和 40 年における利用状況をみると表 - 3.4.6³⁾ (藤吉三郎「利根川における利水上の諸問題とその水工計画学的研究」p 241) のとおりである。

表- 3.4.6 利用の現況(昭和40年)

水系	基準点	面積km ²	年間平均 総流出量 億 m ³	利用現況 億 m ³					現況 利用率 %	摘 要
				農業用水	工業用水	生活用水	維持用水	計		
利根川	栗橋	8,588	80.0	8.486	0.941	3.311	50 m ³ /s 18.606	31.344	39.2	緊急水利(S39)まで
	全 域	15,844.8	130.0	8.486	0.941	3.311	18.606	31.344	23.3	
荒川	占谷本郷	2,018.0	18.2	2.365	0.794	0.198	5.0 m ³ /s 1.577	4.934	27.1	
	全 域	2,941.8	25.5	2.365	0.794	0.198	1.577	4.934	19.3	
多摩川	石 原	1,040.0	10.4	1.590	0.751	5.052		7.393	71.0	
	全 域	1,235.3	11.9	1.590	0.751	5.052		7.393	62.0	
酒匂川	飯 泉	586.0	12.5	1.745	—	0.026		1.771	14.0	
富士川	北松野	3,536.0	40.0	0.657	2.979	0.582	10.0 m ³ /s 3.154	7.372	18.4	東駿河湾工特ノ配 分9.028m ³ /sを含む
花水川	全 域	189.0	2.13	0.197	0.004			0.201	10.0	
境 川		238.7	2.57	0.348	0.002			0.350	14.0	上流部では水質汚濁 が著しく進んでいる
鶴見川		234.5	2.30	0.117	0.192			0.309	13.0	中下流では水質汚濁 が著しく
村田川		111.9	1.23		0.110			0.110	9.0	
養老川		245.9	2.86	0.653	0.946			1.599	56.0	山倉ダムまで
小 川		273.2	3.53	1.095	0.014			1.109	30.0	
小糸川		148.7	1.84	0.676	0.110			0.786	43.0	
湊 川		109.4	1.25		不					
那珂川	野 口	2,181.0	24.0	1.728	0.434	0.299	15.0 m ³ /s 4.731	7.192	29.9	
	全 域	3,269.1	34.4	1.728	0.434	0.299	4.731	7.192	20.9	
久慈川	鯉 橋	1,443.0	12.5	0.987	0.290	0.180	6.5 m ³ /s 2.050	3.507	28.1	
		30,893.8	296.31	23.156	9.753	17.821	98.5 m ³ /s 33.902	84.632	28.6	

表- 3.4.5 及び表- 3.4.6 の結果をみると相模川の利用率は現況においても他河川に比べて高率であるが、宮ヶ瀬計画完成後においては2ヶ年以上にまたがる貯水池の使用となる関係上、前年の貯留分と当該年の流入分とを合せて使用する形が生れることにより100%を越す年が数多く出現する。この事は河川利用率の限界を知るための実例として今後の水資源開発において注目しなければならないことである。

利用率を左右する要素として利水基準点に対する貯水池の位置とその容量の大小、即ち基準点流域と貯水池流域との比率を考えると、基準点における無効放流量を如何に少なくし得るかによってその河川の利用率は決められるということになる。ダムの規模決定の要素には、地形・地質の外に開発水量や水価が入ってくるので利用率を引上げる事などは通常考えないが水源開発が進んだ河

川では開発余地がすくなくなっており、しかもダムサイトが限定されるので、その規模は出来るだけ大きくする方向で検討されるべきであり、その段階では当然河川の利用率の限界が検討されることになる。流域に複数のダムが築造される場合には運用を連繫させることによって、単独開発ではその規模が過大と思われる場合でもダム間の関連運用によって十分に適正規模とされるケースは多く、河川の利用率も十分に高めうるものである。（表－3.4.2のうち中津単独開発と導水路案とを比較すると明瞭に結果を得られる。）

また流域が異なる2つの河川で、いずれも同一需要区域を持つ場合には、単独河川の開発では無効流となるべき流量のうち、他の河川のダムとの関連操作によって有効流量となる部分が生ずるケースもまた充分考えられよう。（相模川三ダムと酒匂川酒匂ダムとを関連操作する場合 $2.6 \text{ m}^3/\text{s}$ が生れる。）

こうした事実は今後の高度の水資源開発の方向を示すものと考えられる。

(2) 安全度に対する考察

神奈川県内の利用水源中で相模川の占める比重は極めて高く昭和50年現在でみると $80 \text{ m}^3/\text{s}$ 中 $44 \text{ m}^3/\text{s}$ で表－3.4.7に見られるように水源手当のうちの約55%を受け持っており、給水人口は約400万人に達する。

このように相模川は利用率が極限に近い状態で、且つ重要性も他にふりかえのきかぬ位置を占めているので安定した水源として具備すべき条件、即ち水量の安定と水質の適正に対してどうあるべきかについて掘り下げてみる必要がある。

表－3.4.7 神奈川県内水道事業の水源別水利権量表（昭和50年）

水 源	利 用 水 量 (m^3/s)			%	備 考
	上 水	工 水	計	依存率	
相 模 川	37.21	6.63	43.84	54.5	高度利用を含む 総合開発
酒 匂 川	20.95		20.95	26.1	
多 摩 川	0.58	3.57	4.15	5.1	
そ の 他			11.42	14.3	鶴見川など小河川及 地下水
計			80.36	100 %	

注) 相模川水量中東京分水 $2.66 \text{ m}^3/\text{s}$ を含む

第1編・第1章に於いて述べたごとく、「…水の需給関係のひっ迫している河川では、最近10ケ年における渇水流量のうち、少ない方から第2位のものをと

ることもある。」

この取り決めの中から、5年に1度の渇水を対象にして水量を確保する事の根拠を理論づける事は困難であるが、一応まとめて次の様に問題点をしばってみた。

① 類似した供給区域の居住者を対象に意識調査を実施したところ、5年に1度程度の渇水には給水の制限は受けないが、それ以上の渇水の場合には節水を強いられても止むを得ないと言う考えが裏付けられるか。

② 5年に1度の渇水を対象に開発水量を決め、その水量を基にして、河川維持用水をふりむけること、及び許容限度内の節水を行うことによって、記録上の既往最大の渇水年（約50年に1度程度の）をしのぐことが出来るという計算結果が得られるか。

そこで、①について検討を加えてみる。

建設省関東地方建設局において昭和44年に実施した水道利用者に対するアンケート調査の結果を紹介すると、表-3.4.8²⁴⁾の如くであって、5～10年に一度の渇水は止むを得ないとする回答が全体の52%以上となり、安定供給量に対する目安として、10年に1度の渇水を乗り切れるものが確保されれば住民意識としては安定量とし得よう。

表-3.4.8 渇水頻度に対する意識調査結果

昭和39年のような渇水が起るとすれば	回 答 数	割 合 %	無回答を除いた時の割合(%)
5年に1度ぐらいはやむをえない	827	18.0	22.4
10年に1度ぐらいはやむをえない	1,108	24.1	30.1
50年に1度ぐらいはやむをえない	513	11.2	14.0
100年に1度ぐらいはやむをえない	376	8.2	10.2
絶対に断水があってはならない	463	10.1	12.7
その他	393	8.5	10.6
無回答	914	19.9	—
計	4,594	100	100

そこで、宮ヶ瀬ダム計画においては5年に1度の渇水を対象としているが、10年に1度の渇水に対処する方法の1つとして節水により乗り切り策がある。この事について再び関東地建のアンケートを引用してみると、（第1編・表-3.3.1）節水率30%で1ヶ月は我慢が出来るとする回答が26%で最も高い率を占める。従って節水率30%で1ヶ月以内を目安に10年に1度の渇水を乗り切れるかどうかについて検討を加えてみる。10年に1度の渇水規模に相当する年は表-3.

4.1より、昭和42年となるが、この年における横浜市を始め神奈川県下の各水道の乗り切り方法をふり返ってみると、節水率を除々に増し、最悪の時期には約1ヶ月間30%節水を行って危機を脱した事が判っている。(第1編・表-3.3.5参照)

また、②については、第4節②の1で詳述することく既往最大規模の異常渇水(50年で1位)を節水と維持用水の一時転換使用によって乗り切り得ることが証明された。

したがって、相模川の高度開発においては、開発水量を算定するための基準渇水量は、既往20ヶ年中の第4位渇水、言い換えれば5年に1度程度の渇水を対象とすることによって、十分安全度を確保することが出来ていると考えて良からう。

なお、ここでコスト論について若干ふれておくと、宮ヶ瀬ダム計画による開発水が生活用水の補給に役立つものである事から、敢えて投資限度としてのダム規模を追求しなかったが、通常農工水、発電用水などについては効用から算出される妥当投資額を以て貯水池の規模としていくのが通常であって、開発された水量は、10年に1度又は5年に1度の頻度で起る渇水年を対象として開発される場合が多い。(実際には与えられた水量から効用を求め、逆算的に建設費が妥当投資額を越えているか否かのチェックを行なっている)

参 考 文 献

- | | | | |
|-----|-----------------------------------|----------|---------------------|
| 19) | 相模川水系水収支資料 | S 4 4. 1 | 神奈川県企業庁総合開発局
調査課 |
| 20) | 相模川宮ヶ瀬ダム事業計画
書参考資料 | 4 6. 3 | 建設省 京浜工事事務所 |
| 21) | 貯水池群の統合操作 | 1968. 8 | 土木学会水利研修会 石原安雄 |
| 22) | 宮ヶ瀬ダム利水計算
(その1)～(その5)報告書 | 46年～48年 | 建設省 宮ヶ瀬ダム調査
事務所 |
| 23) | 利根川における利水上の諸
問題とその水工計画学的研
究 | 4 6. 3 | 藤 吉 三 郎 |
| 24) | 水道利用者に対するアンケ
ート調査 | 4 4. 8 | 建設省・関東地方建設局 |

ることもある。」

この取り決めの中から、5年に1度の渇水を対象にして水量を確保する事の根拠を理論づける事は困難であるが、一応まとめて次の様に問題点をしぼってみた。

① 類似した供給区域の居住者を対象に意識調査を実施したところ、5年に1度程度の渇水には給水の制限は受けないが、それ以上の渇水の場合には節水を強いられても止むを得ないと言う考えが裏付けられるか。

② 5年に1度の渇水を対象に開発水量を決め、その水量を基にして、河川維持用水をふりむけること、及び許容限度内の節水を行うことによって、記録上の既往最大の渇水年(約50年に1度程度の)をしのぐことが出来るという計算結果が得られるか。

そこで、①について検討を加えてみる。

建設省関東地方建設局において昭和44年に実施した水道利用者に対するアンケート調査の結果を紹介すると、表-3.4.8²⁴⁾の如くであって、5～10年に一度の渇水は止むを得ないとする回答が全体の52%以上となり、安定供給量に対する目安として、10年に1度の渇水を乗り切れるものが確保されれば住民意識としては安定量とし得よう。

表-3.4.8 渇水頻度に対する意識調査結果

昭和39年のような渇水が起るとすれば	回 答 数	割 合 %	無回答を除いた時の割合(%)
5年に1度ぐらいはやむをえない	827	18.0	22.4
10年に1度ぐらいはやむをえない	1,108	24.1	30.1
50年に1度ぐらいはやむをえない	513	11.2	14.0
100年に1度ぐらいはやむをえない	376	8.2	10.2
絶対に断水があってはならない	463	10.1	12.7
その他	393	8.5	10.6
無回答	914	19.9	—
計	4,594	100	100

そこで、宮ヶ瀬ダム計画においては5年に1度の渇水を対象としているが、10年に1度の渇水に対処する方法の1つとして節水により乗り切り策がある。この事について再び関東地建のアンケートを引用してみると、(第1編・表-3.3.1)節水率30%で1ヶ月は我慢が出来るとする回答が26%で最も高い率を占める。従って節水率30%で1ヶ月以内を目安に10年に1度の渇水を乗り切れるかどうかについて検討を加えてみる。10年に1度の渇水規模に相当する年は表-3.

4.1より、昭和42年となるが、この年における横浜市を始め神奈川県下の各水道の乗り切り方法をふり返ってみると、節水率を除々に増し、最悪の時期には約1ヶ月間30%節水を行って危機を脱した事が判っている。(第1編・表-3.3.5参照)

また、②については、第4節②の1で詳述するごとく既往最大規模の異常渇水(50年で1位)を節水と維持用水の一時転換使用によって乗り切り得ることが証明された。

したがって、相模川の高度開発においては、開発水量を算定するための基準渇水量は、既往20ヶ年中の第4位渇水、言い換えれば5年に1度程度の渇水を対象とすることによって、十分安全度を確保することが出来ていると考えて良からう。

なお、ここでコスト論について若干ふれておくと、宮ヶ瀬ダム計画による開発水が生活用水の補給に役立つものである事から、敢えて投資限度としてのダム規模を追求しなかったが、通常農工水、発電用水などについては効用から算出される妥当投資額を以て貯水池の規模としていくのが通常であって、開発された水量は、10年に1度又は5年に1度の頻度で起る渇水年を対象として開発される場合が多い。(実際には与えられた水量から効用を求め、逆算的に建設費が妥当投資額を越えているか否かのチェックを行なっている)

参 考 文 献

- | | | | |
|-----|-----------------------------------|----------|---------------------|
| 19) | 相模川水系水収支資料 | S 4 4. 1 | 神奈川県企業庁総合開発局
調査課 |
| 20) | 相模川宮ヶ瀬ダム事業計画
書参考資料 | 4 6. 3 | 建設省 京浜工事事務所 |
| 21) | 貯水池群の統合操作 | 1968. 8 | 土木学会水利研修会 石原安雄 |
| 22) | 宮ヶ瀬ダム利水計算
(その1)～(その5)報告書 | 46年～48年 | 建設省 宮ヶ瀬ダム調査
事務所 |
| 23) | 利根川における利水上の諸
問題とその水工計画学的研
究 | 4 6. 3 | 藤 吉 三 郎 |
| 24) | 水道利用者に対するアンケ
ート調査 | 4 4. 8 | 建設省・関東地方建設局 |

第4節 相模川の河川維持用水と水供給の安全性

1 宮ヶ瀬ダム計画と相模川の維持用水

1. 維持用水の変遷

相模川は既述のように水源にめぐまれているため、相模ダム地点の河伏係数は120程度で流況は国内河川としてはすぐれている。古来陸上交通に振り替るまでは河口から猿橋まで舟航があり、良質の河水は沿岸住民に生活用、かんがい用水を豊富に供給した川漁もまた「相模川産」を誇っていた。明治以降旧海軍が横須賀水道を導き、横浜・川崎等の近代都市が競って相模川の良質かつ豊富な水量をたのみとするに及んで、相模川の確保しておくべき河川維持用水を次第に定量的に決める必要が生じて行った。

- (1) 相模川河水統制事業の実施に際して先ず下流責任放流量を $15.35\text{ m}^3/\text{s}$ と決めているが、根拠については現在明らかではない。

昭和3年から昭和12年までの10ヶ年間のダム地点における最濁水量説と、実施計画の時点における下流かんがい用水の将来予想水量とする説とがあるが、いずれにせよこれらの考えを包絡した水量が当時の河川維持用水であったことは動かない所であろう。

- (2) 相模川総合開発事業における下流責任放流量はダムより下流において農水 $19.95\text{ m}^3/\text{s}$ 、上水 $2.04\text{ m}^3/\text{s}$ 等の既得用水があるが、還元利用及び季節別変化等を考慮して、かんがい期おゝむね $10.5\sim19.0\text{ m}^3/\text{s}$ 、非かんがい期おゝむね $1.0\text{ m}^3/\text{s}$ として、下流寒川地点における維持用水を $12\text{ m}^3/\text{s}$ 以上に保つこととしたが、目的は内水面漁業と、河口低水路の航路維持が主眼であった。
- (3) 相模川が昭和44年4月に一級河川となって、工事実施基本計画が定められた。その中で「相模川における既得水利としては、小倉から下流において農業用水として $20.1\text{ m}^3/\text{s}$ 上水及び工業用水として $12.27\text{ m}^3/\text{s}$ であり、合計 $32.4\text{ m}^3/\text{s}$ である。これに対し支川流入、還元利用及び季節別変化等を考慮すると、小倉において確保すべき量は、かんがい期においておゝむね $10\sim20\text{ m}^3/\text{s}$ 、非かんがい期においておゝむね $1.0\text{ m}^3/\text{s}$ であるが、流力の正常な機能を維持するため必要な流量は水質保全等を考慮し、さらに調査検討のうえ決定するものとする。」とされた。

25)

2. 高度利用事業と維持用水

第1節[3]の(3)に概要を述べた通り、この事業は暫定的なものであるとはいいながら、維持用水を全量上水道用水に転用して行くもので、言ってみれば「異常な水不

足の調整用水としての機能」を果すものと考えることが出来る。従ってこの特定用水化のために生ずる下流への影響を除去するための対策を水利使用者として講ずる必要を生じた。

12 m^3/s 取水後の寒川堰から河口までの6.8 km間の〔流量一日数〕は表-4.1.1²⁶⁾のようであるが、上記の影響ないしは問題点及び対策はつぎのように考えられる。

表-4.1.1 寒川下流の流量と日数

昭和 年	34	35	36	37	38	39	40	41	42	43
流量が0 m^3/s となる日数	0	147	233	224	241	168	75	61	163	173
" 0~6 "	22	66	28	42	10	85	53	62	65	
" 6~12 "	50	31	27	41	34	33	35	33	50	
" 12 m^3/s 以上 "	293	122	77	58	80	42	117	209	54	

(1) 下流既得農業用水

問題点：寒川堰から下流2 km地点に取水量0.13 m^3/s の農業用水がある。

対策：代替施設として隣接の河川からの取水を行う。

(2) 河口の航路維持

問題点：河口に近く河川内に漁港があって、漁船の出入航路があるが、従来12 m^3/s の維持用水があっても閉塞が進行している。

対策：河口維持のため浚渫を強化する。

(3) 漁 業

問題点：内水面漁業権があって、特に自然遡上魚（主として鮎）の漁獲が殆ど期待できなくなる。

対策：自然鮎の収獲相当分を金銭で補償し、別に養漁場を用いて人工鮎の養殖を行う。

(4) 地下水位の低下

問題点：相模川河口付近は地下水が豊富で一般飲料水及び工業用水に利用されており、河川水位の低下に伴う影響が考えられる。

対策：調査の結果浅井戸では地下水位が河川水位より高いため、河川水がその補給源になっていないことが判った。

深井戸については、中間に不透水層があって表面水とは無関係である。全体として地下水位の低下とか塩害などが生ずれば水道を設置する形で補償を

行う。

(5) 水質保全

問題点：流量 $0 \text{ m}^3/\text{s}$ の日が年間 200 日を越える年が多く、従って河水の清潔が保ち得ない。相模湾からの海水の遡上はあるが、河床汚泥に対する掃流能力は乏しい。

対策：流域全体の汚濁対策として、流域下水道を整備すると同時に、河道底質の掘削及び清潔保持のためフラッシュ放流などの措置を行う。

3. 宮ヶ瀬ダム計画時点における維持用水の考察

宮ヶ瀬ダムの利水計画を検討する段階では現実には高度利用事業によって従来の維持用水である $12 \text{ m}^3/\text{s}$ を全量転用しつつあったので、改めてその必要量は如何なるものが妥当かについて検討する必要がある。

即ち、従来の $12 \text{ m}^3/\text{s}$ をそのまま決める案から $0 \text{ m}^3/\text{s}$ までの間の数量であって、存在の理由が十分に説明できるものである必要がある。それは高度利用事業の際に検討から外れていた利水の安全性（異常渇水調整の機能）と検討不充分であった水質環境保全機能を満足させる必要量と考えられる。

前者は高度利用事業そのものが緊急な用水対策である為に水源措置をするまでの間取り敢えず従来の維持用水を取水することとした為に検討がなされなかったものであるが、相模川のように利水開発が最高度に進んだ状態にあっては、利水事業相互間の調整用としても、ダム計画上の基準渇水年を上回る異常渇水時の補給用としても是非確保して置きたい水量である。

後者はたまたま寒川堰から河口までの間が河川の水質環境基準が決められておらず、加えて下水道の整備を行うことで一応足りるとした事から検討不充分となっていたと考えられる。

流域下水道の終末処理場が寒川堰直下流に造られ、そこから BOD 値 20 ppm の汚濁水が多量に排水されると環境保全上問題がある。

以上の二点を出発点として維持用水の必要量を求めて見た。

2 維持用水の必要量の算定

1. 異常渇水の乗り切り計算と補給用としての維持用水

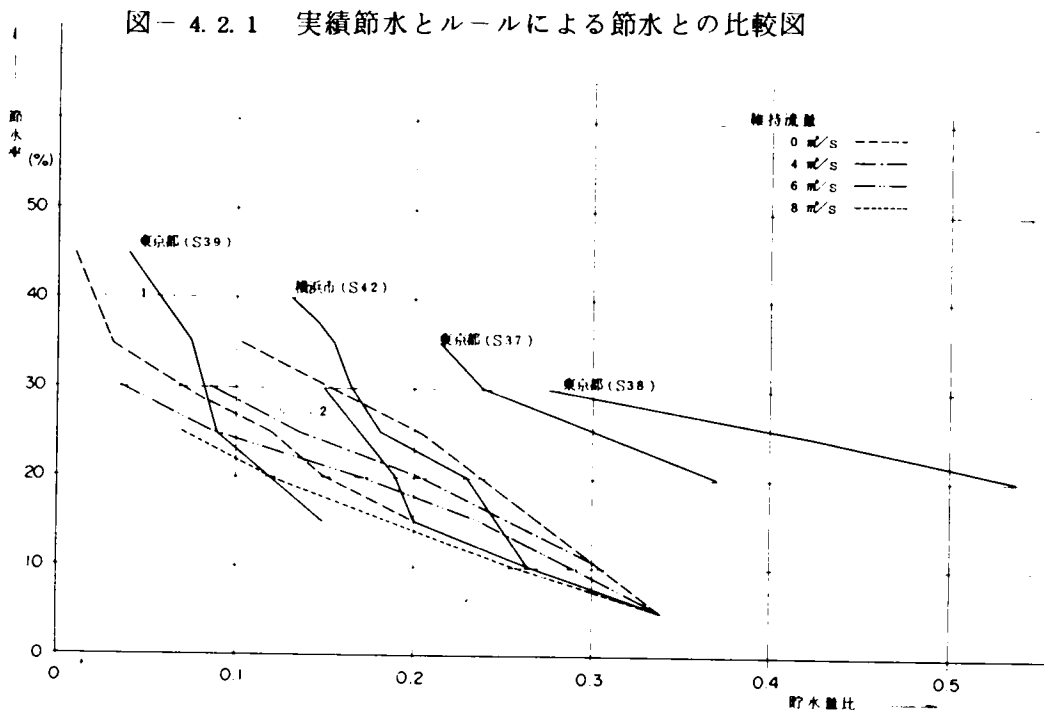
宮ヶ瀬ダムの利水計画では前節で論じたように昭和 24 年から昭和 43 年までの 20 ケ年間の補給計算を行い、基準年として 20 ケ年中第 4 位である昭和 39 年を採用することにした。このことから第 1 位の昭和 40 年、第 2 位の 42 年、第 3 位の 43 年を計画以上の異常渇水として扱うことになり、河川維持用水の転用や各用

水の節水が必要となってくる。

基準点寒川堰での補給に必要な維持流量を決定するに当り、先づ計算の対象として上記のように第1位の異常渇水年である昭和40年渇水を取り扱うことにする。

昭和40年の渇水規模は図-3.4.1(年別・貯水池最小貯留量図)にみられる通り57年中第2位のものであり、第1位の昭和9年渇水と大差のないものである。

目安として50年に1回程度のものと思われる。なお、渇水調整のルールは第1編で述べたように、過去の数回の調整実績(図-4.2.1²⁷⁾²⁸⁾)を参考としてつぎのようなケースを対象として検討を行った。



(a) 計算の条件

a 渇水対象期間

昭和39年7月3半旬～昭和40年4月6半旬 計294日間

b 不足量

$287 \times 10^6 m^3$ (異常渇水規模)

c 計算開始条件

宮ヶ瀬、相模、城山の3ダムの合計貯水量が総量 $300 \times 10^6 m^3$ の $\frac{1}{3}$ である $100 \times 10^6 m^3$ を下回ったとき維持用水を転用して行くこととする。

d 節水率と維持用水

転用する維持用水は 0, 4, 6, 8 m^3/s の 4 ケースを考え、それぞれの場合について貯水残量に対応する節水率を設定する。

e 節水率は 30% を許容限界とし、30% を越える給水制限の状態でおおむね 1.000%・日 を節水限界の目安とする。

(b) 計算方法

本計算は、第 1 編第 4 章に示したアルゴリズムに従って実施する。(記号はすべて同章と同じ)

ただし、 $V_{(t)} \geq \frac{1}{3} \cdot V_f$ の状況では基準点確保水量 ($X+Y$) を満足するように q_5 を保つが、 $V_{(t)} < \frac{1}{3} \cdot V_f$ の状況になると、基準点流況は、($X+Y$) に変って、 $(1-k)X + (1-p)Y$ とし、パス(3)から一足飛びにパス(1)のケースとして扱うことにする。

$$\left. \begin{aligned} q_5 &= q_4 - Q_1 - (1-k)X + (1-p)Y - Q_1 \\ q_4 &= (1-k)X + (1-p)Y \\ Q_3 &= -(1-k)X \\ Q_4 &= -(1-p)Y \end{aligned} \right\} \quad (I, 4.16)$$

において、維持用水の転用量 $k \cdot X$ を 0, 4, 6, 8 m^3/s のそれぞれ一定に据置いて、 p を $V_{(t)}$ の状況に応じて適宜変化させながら $p \leq 30\%$ まで変化させて q_5 を求め、

$$V_{(t)} = V_f + \int_0^t Q_6 \cdot dt - \int_0^t q_5 \cdot dt \dots\dots\dots (1.6)$$

上式によって、対象期間の終りにおいて丁度、 $V_{(t)} = 0$ となるよう試算法によって、 $V_{(t)}$ と p との関係を決定して行くのである。

従って、計算完了時では、固定した維持用水の転用量に応じた $V_{(t)}$ と p との関係、即ち節水ルールが確定することとなる。

(c) 計算結果と考察

維持用水の転用量と節水率との関係は図 - 4.2.2. のようになり、それぞれの場合の節水規模は表 4.2.1 に、計算対象期間における貯水量の変化を示す計算結果図は図 4.2.3 となる。

表 - 4.2.1 によると、転用 4 m^3/s の場合で節水率 30% では 1.680%・日、転用 6 m^3/s の場合で節水率 30% では 7.50%・日を示している。第 1 編第 3 章において例示したように、東京、横浜における昭和 39 年、42 年の渇水において節水率 30% 又はこれを少し越えた節水状態で 1 ヶ月程度の制限給水を経験した事実から、節水の限度を高度開発の計画面に反映させる場合には、30% 節水状

態で約1ヶ月即ち900～1,000%・日を限度とした節水ルールを用いて渇水乗り越り切りに対処するのが妥当であると考えて良からう。

従って表-4.2.1において、転用0～8 $\frac{m^3}{s}$ の場合から利水安全性を確保に必要な維持用水の転用量を選定すれば6 $\frac{m^3}{s}$ が適当と考えられる。

図-4.2.2 節水ルール

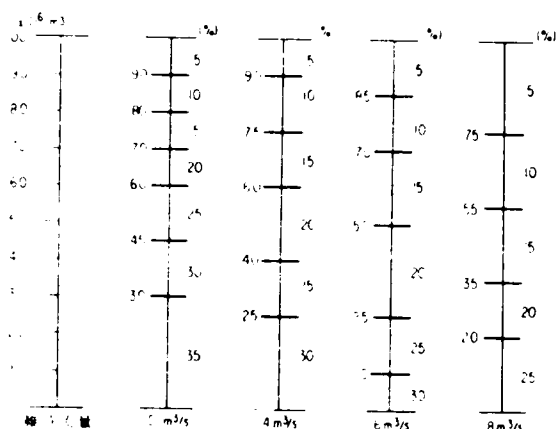


図-4.2.3 調整後の全ダム容量曲線及び節水率図

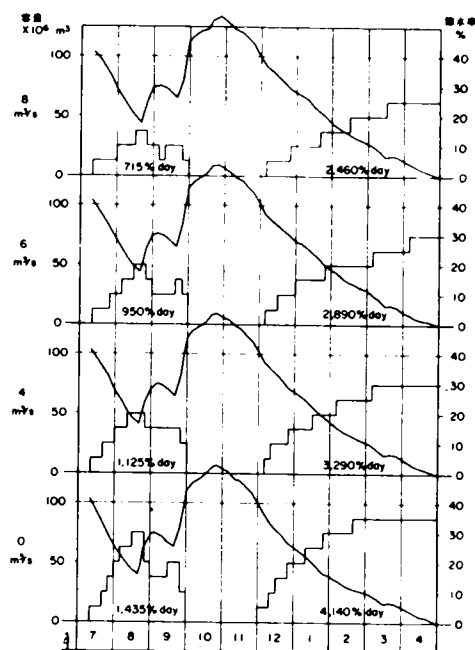


表-4.2.1 節水計算の結果(節水規模)

節水 率	維持流量0 $\frac{m^3}{s}$		維持流量4 $\frac{m^3}{s}$		維持流量6 $\frac{m^3}{s}$		維持流量8 $\frac{m^3}{s}$	
	日数	%・day	日数	%・日	日数	%・日	日数	%・日
5	20	100	15	75	25	125	51	255
10	15	150	31	310	52	520	67	670
15	31	465	62	930	46	690	36	540
20	37	740	36	720	49	980	28	560
25	25	625	28	700	31	775	46	1,150
30	36	1,080	56	1,680	25	750	—	—
35	69	2,415	—	—	—	—	—	—
計	233	5,575	228	4,415	228	3,840	228	3,175

2. 水質環境を保全するための維持用水

相模川の水質汚濁に係る環境基準は、寒川堰から上部が類型A（公害対策基本法第9条B.O.D 値で2 ppm以下）下流部は未設定である。神奈川県は堰上部について大規模な流域下水道を施行中であり、水質の保全については先ず懸念はないが、堰下流部については、利水上の用途が少ない事から、公対法の環境基準も未定である。しかしながら今後の予想されるこの区域の環境劣化を防止するために、水域の基準水質を仮定し、排出される下水道から処理水と水理的な特性とから、必要な稀釈水について検討する必要がある。

環境の基準類型を維持する場合、対象となる流量は低水流量とされているが、相模川の場合のように上流ダム群によって殆んど完全に流況がコントロールされている時は、異常渇水時以外は総べて基準値を満足させることが必要であると考えらる。

相模川流域下水道計画は表- 4. 2. 2²⁹⁾及び図- 4. 2. 4.の内容を持ち、昭和65年完成の見込みである。

寒川下流の水質環境基準の類型をこの河道区間の現況を考慮してD（BOD 8 ppm以下）と仮定する。なお、以下の検討に用いた汚濁予測計算は「相模川流域下水道事業における許容汚濁負荷量調査報告書」昭和46年3月日本下水道協会の計算式を利用したものである。

(1) 計算（汚濁予測計算）³⁰⁾

a 汚濁予測計算式

B.O.D 計算式

$$\frac{\partial(A \cdot L)}{\partial t} - \frac{\partial}{\partial x} (A \cdot D_L \frac{\partial L}{\partial x}) - \frac{\partial(A \cdot V \cdot L)}{\partial x} - (K_1 + K_3) A \cdot L + L_a \cdot A \quad \dots\dots(1.7)$$

D.O 計算式

$$\frac{\partial(A \cdot c)}{\partial t} - \frac{\partial}{\partial x} (A \cdot D_L \frac{\partial c}{\partial x}) - \frac{\partial(A \cdot V \cdot c)}{\partial x} - K_1 \cdot A \cdot L + K_2 \cdot A (C_s \cdot c) + A \cdot D_b \quad \dots\dots(1.8)$$

図- 4. 2. 4 用排水系統及び区間分け模式図

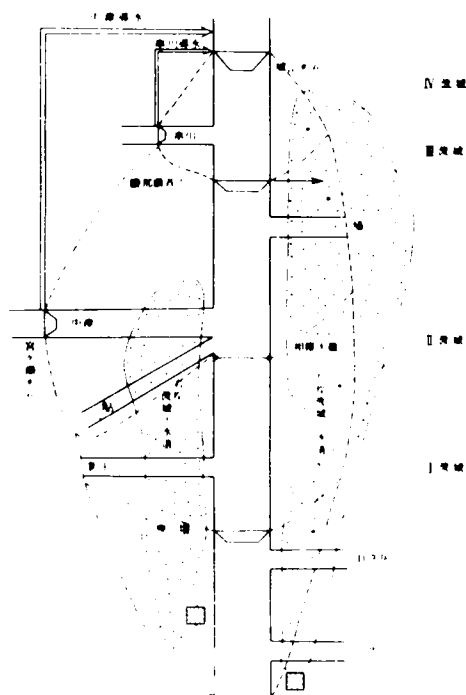


表 - 4. 2. 2 相模川流域下水道事業の計画概要

種 別	相模川左岸処理区域	相模川右岸処理区域
計 画 処 理 区 域	約 20,000 ha	約 12,200 ha
関 係 市 町 名	相模原市・座間町・綾瀬町・ 海老名町・寒川町・茅ヶ崎 市・藤沢市・城山町	厚木市・伊勢原町 平塚市・愛川町
計 画 処 理 人 口	1,270,000 人	600,000 人
処 理 水 量	1,250,000 m ³ /日 (14.49 m ³ /s)	760,000 m ³ /日 (8.79 m ³ /s)
排 除 方 式	分流式・一部合流式	分流式・一部合流式
ト 水 管 き よ	断面形状 (mm) (○)350 ~ (□)4,300 × 4,300 総延長 約 39,470 m	断面形状 (mm) (○)1,100 ~ (○)3,200 総延長 約 22,610 m
終 末 処 理 場	1カ所 活性汚泥法	1カ所 活性汚泥法
放 流 口 及 位 置	河口 左岸	寒川堰から約2 Km 下右岸

ここに

L ; 最終 B.O.D (ppm) , c ; D.O (ppm)

D_L ; 拡散係数 (m²/s) , V ; 流速 (m/s)

K_1 ; 脱酸素係数 (1/s)

K_2 ; 再曝気係数 (1/s)

K_3 ; 沈澱又は吸着による B.O.D 除去速度 (1/s)

L_a ; 計算区間に加えられる B.O.D (ppm/s)

D_b ; 流水中の B.O.D および再曝気以外の因子による酸素消費または供給速度 (ppm/s)

A ; 流積 (m³) x ; 距離 (m)

t ; 時間 (s) C_s ; D.O 飽和量 (ppm)

上の各項のうち、 D_b は底質による酸素消費速度 D'_b , 藻類の呼吸による酸素消費速度 R , 光合成による酸素供給速度 P などによって定まる。

すなわち

$$D_b = -D'_b - R + P \quad \dots\dots\dots (1.9)$$

また，支川等からの溶存酸素の流入があれば式(1.9)に加える。

式(18),(19)は,ある条件の下では解析的に解くことができるが，河積，流速が変動する場合には，差分方程式になおして数値計算を行うことが必要となる。

b 計算条件

(i) 水理条件

o 不定流計算式

運動方程式

$$\frac{1}{g} \frac{\partial V}{\partial t} + \frac{\partial H}{\partial x} + \frac{\alpha}{2g} \frac{\partial V^2}{\partial x} + \frac{n^2 V^2}{R^{4/3}} = 0 \quad \dots\dots\dots (1.10)$$

連続式

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \quad \dots\dots\dots (1.11)$$

が基本方程式であるが，非線形の偏微分方程式なので解析的には解けない。そこで差分方程式になおして数値計算によって解く。

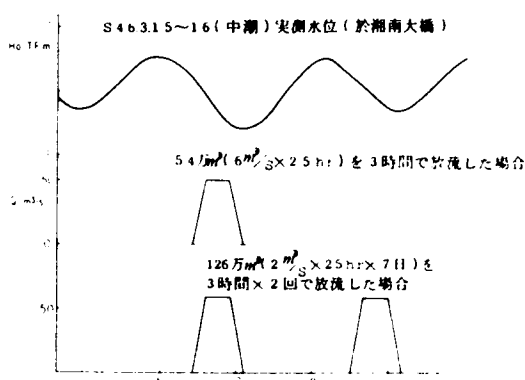
(ii) 境界条件

o 上下流端の水理条件

境界条件としては下流端(0.0 km)で時刻水位を，上流端(6.8 km)で時刻流量を与える。

時刻水位は湘南大橋における昭和46年3月15日～16日(中潮)の実測値である。時刻流量は寒川堰からの放流量であり，常時放流(0, 6 m³/s)，毎日3時間放流(放流量=5.4万 m³)，6日置3+3時間放流(放流量=126万 m³)の3種のパターンとした。これらの状況は図-4.2.5のとおりである。

図-4.2.5 河口潮位および寒川放流のパターン



○粗度係数

マンニングの粗度係数としては0.037を用いた。

○横流入量

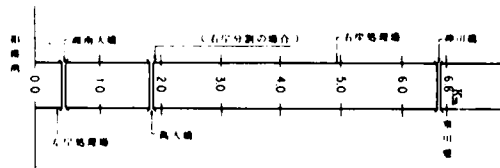
横流入は右岸、および左岸処理場の処理水のみである。

図－4.2.6 相模川不定流計算概略図

境界条件；0.0 kmでH－Tを与える。

6.8 kmでQ－Tを与える。

流入地点；右岸・左岸処理場から一定量の流入がある。



右岸処理場 8.79 m^3/s (分割案では3.0 + 5.79)

左岸処理場 14.49 m^3/s

以上を総括して、不定流計算のための諸条件を図示すると、図－4.2.6のようになる。

○上下流端の負荷条件

上流端境界条件は、昭和43年5月～昭和44年2月における神川橋での実測値を用いた。

B.O.D = 2.33 ppm

D.O = 7.77 ppm

下流端境界条件は、河口(0.0 km)より500 m相模湾に入った地点で与え、

B.O.D = 1.0 ppm

D.O = 7.95 ppm (飽和；20℃で7.95 ppm海水の $C\ell = 1.8\%$ として)

○B.O.DおよびD.O流入量

各処理場からの放流水のB.O.D濃度は20 ppmとし、D.O濃度は昭和41年度版、公共下水道統計を参考にして、3.5 ppmとした。

iii 諸係数

$Kr = 0.84$ (1/日) (江戸川、多摩川における自浄作用の調査結果の全平均値)

$$K_1 = 0.13 \text{ (1/日) (同上)}$$

$$K_2 = 0.565 \text{ (1/日) (Oconner-Dobbinsの等方性乱流の式より, 一定値を与える)}$$

$$D_L = 5 \text{ (m/s) (塩素イオン濃度分布の検証により算定)}$$

$$D_b = 2 \text{ (ppm/日) (水温 } 20^\circ\text{C, 寝屋川における調査結果)}$$

c 計算ケース

計算のケースを一括表示したものが表-4.2.3である。

表-4.2.3 汚濁予測計算ケース一覧表

放流時間	放流タイプ	case No.	処理水BOD	備 考
3 時 間	毎 日 放 流	°B3-6-20	20ppm	左右岸処理場から流入 6m³/s 分フラッシュ毎日
		°B3-6-10	10	" " "
	隔 日 放 流	°C3-6-20	20	" " 隔日
		°C3-6-10	10	" " "
	2 日 置 放 流	°D3-6-20	20	" " 3日毎
		°D3-6-10	10	" " "
	4 日 置 放 流	°E3-6-20	20	" " 5日毎
		°E3-6-10	10	" " "
	1日2回放流	B3B6-20	20	" " 毎日2回
	毎 日 放 流	B3X6-20	20	左岸流入なし " "
	隔 日 放 流	C3X6-20	20	" " 隔日
	2 日 置 放 流	D3X6-20	20	" " 3日毎
	1日2回放流	B3B4-20	20	" 4m³/s 分フラッシュ 毎日2回
	毎 日 放 流	B3X4-20	20	" " 毎日
	隔 日 放 流	C3X4-20	20	" " 隔日
	2 日 置 放 流	D3X4-20	20	" " 3日毎
6 時 間	毎 日 放 流	°B6-6-20	20	左 右 岸 6m³/s 毎日
		°B6-6-10	10	" " "
	隔 日 放 流	°C6-6-20	20	" " 隔日
		°C6-6-10	10	" " "
	2 日 置 放 流	°D6-6-20	20	" " 3日毎
		°D6-6-10	10	" " "
	4 日 置 放 流	°E6-6-20	20	" " 5日毎
		°E6-6-10	10	" " "
3 時 間	毎 日 放 流	B3Y6-20	20	右岸分割 6m³/s 分フラッシュ 毎日
常 時	"	BYX6-20	20	" ・左岸流入なし 6m³/s 常時
常時 + 3 時間	毎 日 放 流 + 6 日 置	3FY6+2-20	20	" 6m³/s 常時の外 2m³/s 分、7日毎にフラッシュ

表-4.2.3中〔case No.〕欄の○印について計算し、結果を25時間平均の

B.O.D-D.Oの縦断面図として図-4.2.7に示す。

図 4.2.7(1) 2.5時間平均 B.O.D - D.O
縦断面図

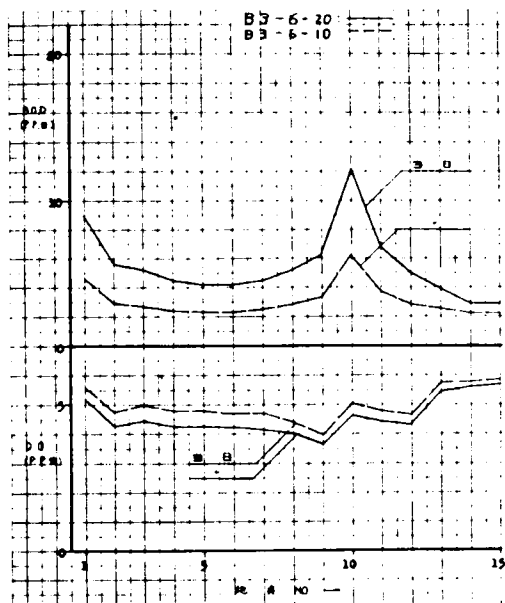


図- 4.2.7(2) 2.5時間平均 B.O.D - D.O
縦断面図

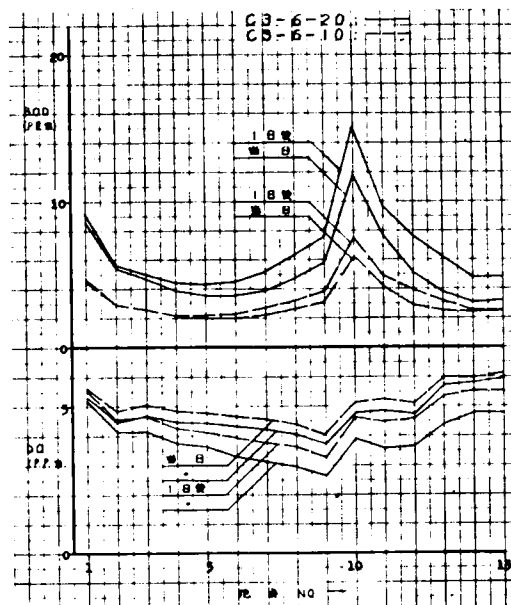


図 4.2.7(3) 2.5時間平均 B.O.D - D.O
縦断面図

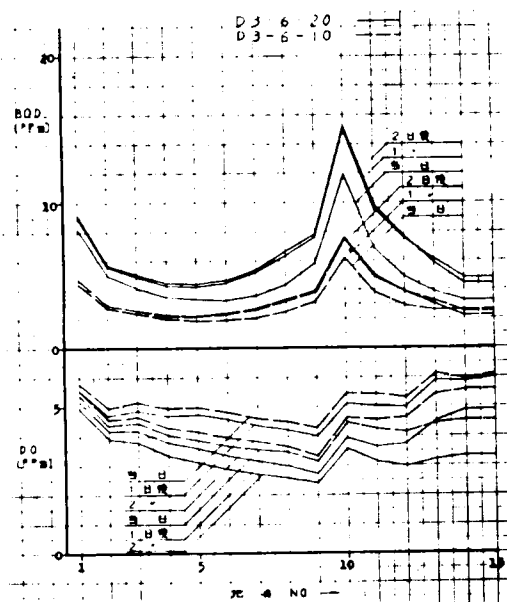


図- 4.2.7(4) 2.5時間平均 B.O.D - D.O
縦断面図

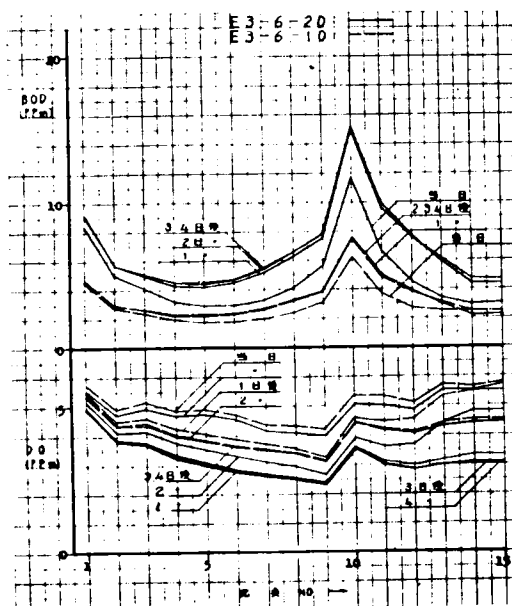


図- 4.2.7(5) 2.5時間B.O.D D.O
縦断面図

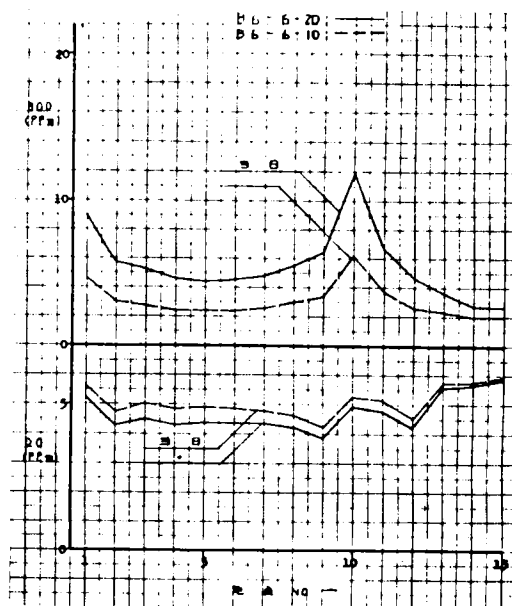


図- 4.2.7(6) 2.5時間平均B.O.D - D.O
縦断面図

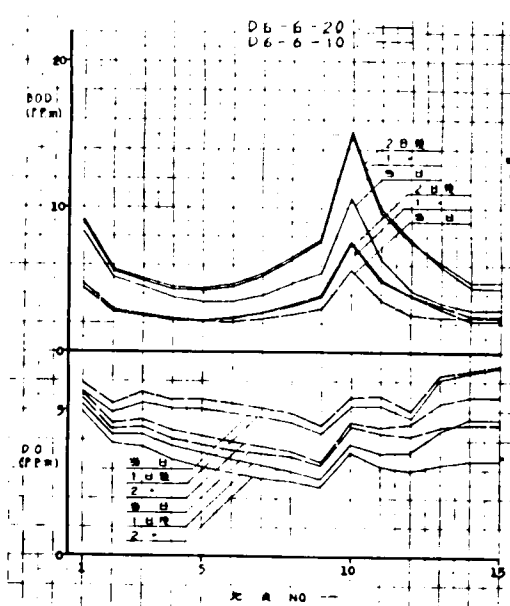
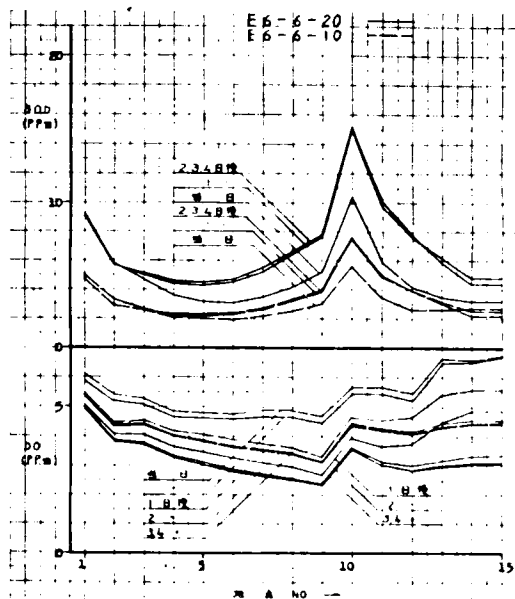


図- 4.2.7(7) 2.5時間平均B.O.D - D.O
縦断面図



(2) 計算結果の考察

a 右岸処理場からの処理水放流地点をそのままにして、寒川堰からの浄化用水の放流パターンを種々変えて計算したが、日平均流量を一定としたときは堰から放流される河川水がB.O.D値に与える稀釈効果は殆んど差が認められない。

すなわち、2.5時間平均B.O.D濃度が最高になるNo.10地点(図4.2.7)の値は、処理水濃度が20ppmの場合、浄化用水を7.5時間放流のとき13.26ppm, 6時間放流のとき11.97ppm, 3時間放流のとき12.06ppmとなつて、

図- 4.2.8(1) 最大流量 (V_{max}) 縦断分布図

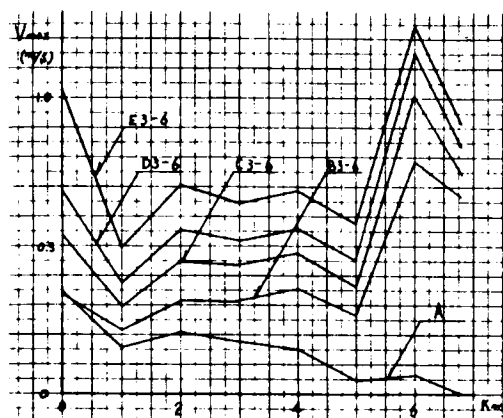


図- 4.2.8(2) 最大流量 (V_{max}) 縦断分布図

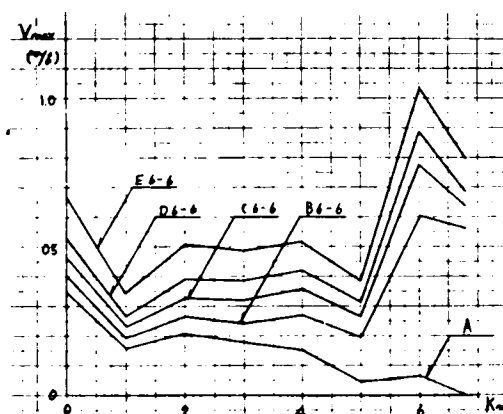


図- 4.2.8(3) 最大流量 (V_{max}) 縦断分布図



1日に1回6時間放流の形がやゝ効果が大きい。

- b 放流パターンを変えても、河川水への稀釈効果はあまり変わらないが、河床堆積物に対するフラッシュ効果は期待できる。つぎにこの問題を検討してみる。

今、発生する堆積物質量を浮遊物質量 (S.S) から推定すると次のようになる。

処理水の S.S を 27 ppm とし、(昭和 44 年度版、公共下水道統計第 23 号より³⁾)、また、発生堆積物の含水率 95%、比重 1.02 とすると、左右岸別の 1 日当りの堆積可能量の総量は下表のように計算される。

	水 量	S.S	堆積可能量
右岸	760,000 m^3 /日	20,500 kg/日	397 m^3 /日
左岸	1,250,000 m^3 /日	33,800 kg/日	654 m^3 /日

ケース 1 右岸全部と左岸の $\frac{1}{2}$ が均等に堆積すると仮定する。

堆積物質量 724 m^3 /日

水面積 = 平均川巾 216 $m \times 6.8 km$

$\approx 1,470,000 m^2$

堆積物 $\approx 0.05 cm$ /日 $\approx 1.8 cm$ /年

ケース 2 右岸処理場の下流 1 km 区間に堆積すると仮定する。

堆積物質量 397 m^3 /日

水面積 = 180 $m \times 1.0 km = 180,000 m^2$

堆積高 $\approx 0.22 cm$ /日 $\approx 8.1 cm$ /年

河床堆積物が 15 ~ 20 cm の高さ

になると、 H_2S 等が発生するといわれている事から、ケース2の場合で少なくとも年間5～6回程度のフラッシュが必要と思われる。

今、下水管きよの設計基準によると、管内の沈澱を防ぐために流速を 0.6 m/s 以上にすることとなっているが、図-4.2.8においてD3-6、E3-6の場合はほぼこの条件を満たし、 0.6 m/s 程度の流速で3時間継続放流によって流送距離は約6.5kmとなるので、河床堆積物をほぼ完全にフラッシュし得ると考えられる。

- c 右岸処理場からの放流水をB.O.Dで10 ppmに出来れば全水域でB.O.Dは8 ppm以下となり堰からの放流によって環境基準を守ることが出来る。
- d 右岸からの放流位置を分割（現計画地点 3 m/s と馬入橋地点 5.8 m/s ）してみると、ここでは図示しなかったが、左岸処理場の放流地点でのB.O.D値が最も高く9 ppm、他の地点は最大6 ppm程度となった。従って左岸処理場からの放流を直接海へ出すことが出来れば殆んど問題はなくなる。
- e D.O値についてみると、右岸処理場からの放流水を分割した場合は殆んど5 ppm前後となり、D級水域としては先ず問題はない。
- f 右岸処理場の放流を分割するか否かによって水質は大きく変わるために、浄化用水として 6 m/s 前後の量では相当の成功を収め得るにも拘らず、決め手となる水量は見出し難い。むしろ、底泥の堆積をフラッシュ効果によって取除く事が水質環境の保全として最も効果が大きいと考えるべきであろう。

3. 維持用水の必要量

神奈川県においては、高度利用事業の実施に際してすでに自然鮎の遡上不能に対して永久補償をし、河口閉塞に対しても、かんがい、地下水位の低下問題に対しても処置済みである。

従って、維持用水を必要とする点は次の2点に集約できよう。

- a 異常渇水時の補給用水
- b 水域の環境保全に必要な河川水

以上の2点について若干の検討を加えた結果、aについては節水率・ルール等の諸条件を設けることにより、50年に1度程度の渇水を取り切るに必要な水量としてはおおむね 6 m/s を確保する必要があると判断される。bについては、寒川堰から河口までの水域を水質環境基準の類型でD～E水域とした場合、常時水域水質をB.O.D値で10 ppm以下に保つためには、本節[1]1.で述べた歴史的経過からして少なくとも日平均で 1.2 m/s が必要であると判断されるが、 6 m/s 程度で浄化効果を挙げ方法として、

- a 下水処理場からの処理水の水質を改善する方法
- b 処理水の放流位置を河口へ近く導き、分割放流する方法
- c 処理場に貯水池を設けて一時処理水を貯水し、引潮の順流時に放流することによってフラッシュ効果を高める方法

などのうちのいずれかと併用することが考えられる。

以上の検討の結果、宮ヶ瀬ダム計画の段階においては今後の下水処理技術の向上に期待し、寒川堰下流の感潮区間に対して、底泥のフラッシュ効果を挙げる必要水量である $6 \text{ m}^3/\text{s}$ を以って、寒川堰での確保水量としたのである。

参 考 文 献

- 25) 「河川維持用水考」土木学会誌 53 - 8 S43. 8 小山 要之介
- 26) 相模川における水利使用許可についての認可の申請調査意見書
 - 44. 3 神奈川県
- 27) 渇水白書
 - 42. 横浜市水道局
- 28) 東京都水道の渇水対策の経過並びに今後の方針
 - 39.12 東京都水道局
- 29) 相模川流域下水道事業における許容汚濁負荷量調査報告書
 - 46. 3 日本下水道協会
- 30) 相模川下流部水質汚濁予測検討報告書
 - 47. 3 宮ヶ瀬ダム調査事務所
 - 〃 (その2)
 - 47. 5 〃
- 31) 公共下水道統計第23号
 - 44年度版

第5節 宮ヶ瀬ダムと導水路計画

1 概 説

水が資源として利用されるためには需要地に連ばれる必要がある。水の搬送は、運輸機関を用いる方法をとられることはなく、流体の特性を生かして一般に流下の形態をとることになる。流下の手段としては、自然河川を利用する場合と人工的水路を築造する場合とがある。

水路を大別すると、開渠、暗渠、トンネル、水路橋、サイフォンなどに分類されるがいずれにせよできるだけ能率よく、安価でなければならない。

一方、その機能からみれば表－5.1.1のように分類出来るものと考えられる。

表－5.1.1 導水路の機能別分類

用 途 別	機 能
水 道	取水地点から浄水場まで水を導く水路
発 電 水 力	水力発電所の取水口から水槽（ヘッドタンクまたはサージタンク）へ水を導く水路
か ん か い	取水施設と耕地とをつなぐ水路
水 資 源 開 発	自己流域の小さい貯水池への注水、二河川間の流況調整、貯水池統合運用などのための水路

このように導水路はその用途に応じて色々な働きを有しているが、ここでは高度な水資源開発のための導水路について考えてみることにしたい。

水資源開発のための導水路の機能は、上表に掲げた如く、1) 自己流域の貯水池への注水、2) 二河川間の流況調整、3) 貯水池群統合運用のための水路の3機能に大別することが出来ると考えられる。

貯水池への注水は従来より事例が多い。これは集水面積の小さい貯水池へ同水系又は他の水系より余剰水を導水して流入量を増加させ、貯水効率の増大、ひいては開発水量の増大を図るものである。既に実施されているものとして、

相模ダム（道志川導水・最大13.0 m^3/s ）

城山ダム（串川導水・最大2.0 m^3/s ）

二瀬ダム（中津川導水・最大4.0 m^3/s ）

室生ダム（室生川導水・最大2.0 m^3/s ）

工事又は計画中のものとして

竜門ダム（津江川導水・最大10.0 m^3/s 、立門導水・最大20.0 m^3/s ）

奈良俣ダム（湯ノ小屋川導水・最大20.0 m^3/s ）

南摩ダム（大谷川導水・最大12.0 m^3/s ）

などがある。

宮ヶ瀬ダム計画では、道志川から宮ヶ瀬ダムへの導水を予定しており、この例にあてはまる。計画の詳細については後述する。

次に二河川間の流況の調整により用水開発を行なおうとする水路であるが、これについては、「流況調整河川」と称されて昭和47年度から新しく制度化されている。

これは新しく水路を建設することによって二つの河川を結び、水を豊富な河川から少ない河川に融通することによって年間を通じてコンスタントな量が必要な都市用水の開発を行い、また汚濁された河川の水質浄化に役立たせるほか洪水時にはポンプ排水などによって水路沿い流域の治水に役立たせようとの多目的利用を目ざすものである。

事業の例としては、

利根川広域導水（利根川←→江戸川）

木曾川導水（木曾川←→庄内川）

筑後川佐賀導水（筑後川←→嘉瀬川）

などがある。

貯水池群の統合的運用に必要な水路は、河川又はダムを導水路で連絡することにより一水系または複数水系における貯水池群の有機的な効率的運用を可能ならしめようとするものである。

具体的な事例として、利根川と荒川さらには多摩川系浄水場を結ぶ利根導水路は、副次的にはあるが、利根川の流水又は同水系のダムと多摩川水系の小河内ダムとの統合的運用の効果を果していることが指摘できる。利根川の豊水時利根導水路によってその余剰水を導水することにより、小河内ダムからの補給水量を減じることが可能となるわけで、多摩川系の取水の安全度はいちじるしく向上することになるわけである。

宮ヶ瀬ダムにおいては高度開発であるため、第3節で述べたように貯水池群運用として、相模川本川系2ダムを先遣いし、宮ヶ瀬ダムの貯留に努めることを基本とすることがこの水系の開発に最も有効であることがわかっているので、その運用が行われるための施設として宮ヶ瀬ダムと城山ダムを結ぶ「中津導水路」が必要になってくるわけである。

さらに論を進めて考えれば、水利用の高度化がより進展した段階において、水利権の同用途間の振替えの議論が出てくることが予想される。そのような場合においても導水路は重要な役割を果すことになるであろう。

以下は、宮ヶ瀬ダム計画にとりこまれた道志導水路、中津導水路の発想の経緯とその計画規模の決定、効果等について検討したものである。

2 道志導水路と中津導水路

1. 導水路の必要性と規模

自己の集水面積が約100km²と小さい宮ヶ瀬ダムは、自流量のみを対象として流

況調整を行ったのではその貯水容量の割に十分な水資源開発効果が期待できない。そこで計画は概説で述べた自己流域の小さい貯水池への注水の為の道志導水路と併せて相模川本川水系の貯水池との統合運用の為の中津導水路とを建設し、宮ヶ瀬ダムの $200 \times 10^6 m^3$ という有効容量の流況調整効果を最大限に生かすことにしている。

両導水路により運ばれる水はそれぞれ流況を異にしている。道志導水路は、道志ダム地点の自然流量から下流責任放流量を差引いた残りの流量を宮ヶ瀬ダムに導水するもので、調整されてない流量を運ぶものである。一方中津導水路は、宮ヶ瀬ダムからの補給流量を城山ダムへ導水するもので、流況は完全に調整されている。このように異なる両導水路の適性規模の検討について述べる。

2. 道志導水路

(1) 概 要

本検討は導水路の開発量と導水路建設費と流量資料とを考慮した断面の決定方法を示したものである。

補給計算は開発量の精度を高めるためできるだけ長期間の流量資料を用いる。しかし一般に日流量資料の代わりに半旬流量資料を用いて計算しても開発量の差は無視できる。よって計算資料数を少なくし簡略化するために、補給計算は半旬流量資料を用いることが多い。半旬流量というまでもなく半旬平均であるから流況が見かけ上平滑化されている。このことは補給計算には支障ないが、導水路のように断面の大きさにより運べる流量が決定される施設では、平滑化された半旬流量では実際よりも多くの水量を運んでしまう。よって導水路の断面は流況を実際にもどした流量資料で求めなければならないこととなる。

(2) 断面決定の方法

(a) 変数の説明

本検討に用いる変数はつぎのとおりである。

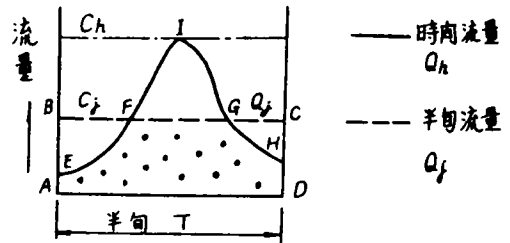
Q_j	: 半旬流量	$[m^3/s]$
Q_h	: 時間流量	$[m^3/s]$
C_j	: 導水流量	$[m^3/s]$
C_h	: 疎通流量	$[m^3/s]$
q_j	: 導水路を流れる半旬流量	$[m^3/s]$
q_h	: 導水路を流れる時間流量	$[m^3/s]$
V_j	: 導水量	$[m^3]$
V_h	: 疎通達成水量	$[m^3]$

A	: 疎通達成率	(%)
D	: 開発量	(m^3/s)
D'	: 導水開発量	(m^3/s)
S	: 断面積	(m^2)
C	: 導水路建設費	(円)
C_w	: 開発コスト	(円/ m^3/s)

図-5.2.1のような高水時の1半旬を例により C_j , C_h , V_j , V_h を説明する。

半旬流量資料を用いた補給計算の時に与える導水路の導水能力を導水流量 C_j とする。補給計算の時は、図-5.2.1 流況の地点に当半旬流量 Q_j と同じ流量まで取水できる導水流量 C_j の導水路を作れば、この1半旬内に A B C D 全量導水できる。ここで、A B C D を導水量 V_j と呼ぶ。しかし実際には図-5.2.1 に見るように C_j の導水路を作っても A E F G H D しか疎通できない。 V_j 全量を疎通させるためには C_h まで取水できる導水路を作らなければならぬ。

図-5.2.1 取水施設における時間流量と半旬流量の差



G_h を疎通流量と呼び、この疎通流量 C_h の導水路で実際に1半旬内に運ばれた水量を疎通達成水量 V_h と呼ぶ。補給計算期間の半旬数を n とすると、必要な全導水量は $\sum_{i=1}^n V_{ji}$ となり、全疎通達成水量は $\sum_{i=1}^n V_{hi}$ で与えられるが、実際の疎通流量 C_h は1半旬だけで決まるものではなく、つぎに述べるように全補給計算期間を対象とした全導水量と全疎通達成水量とから決定される。

(b) 断面決定の方法

導水流量 C_j から疎通流量 C_h を求める手順は次のようになる。

- 導水流量 C_j の導水路を与え、半旬流量資料を用いた補給計算を行い導水量を求める。
- 疎通流量 C_h の導水路を仮定し、半旬流量資料に対応した時間流量資料を用いて全疎通達成水量を求める。
- 全導水量に対する全疎通達成水量の百分率を計算する。この百分率を疎通

達成率 A と呼ぶ。

$$A = \frac{\sum_{i=1}^n V_{hi}}{\sum_{i=1}^n V_{ji}} \times 100\% \cdots \cdots \cdots (1.12)$$

iv 疎通達成率が 100% となる疎通流量 C_h を試算する。

開発量 D は補給計算により基準地点で新規に開発された全水量をいう。導水開発量 D' は、導水路がない場合の開発量 D_0 とある場合の開発量 D_i との差 ($D_i - D_0$) をいう。

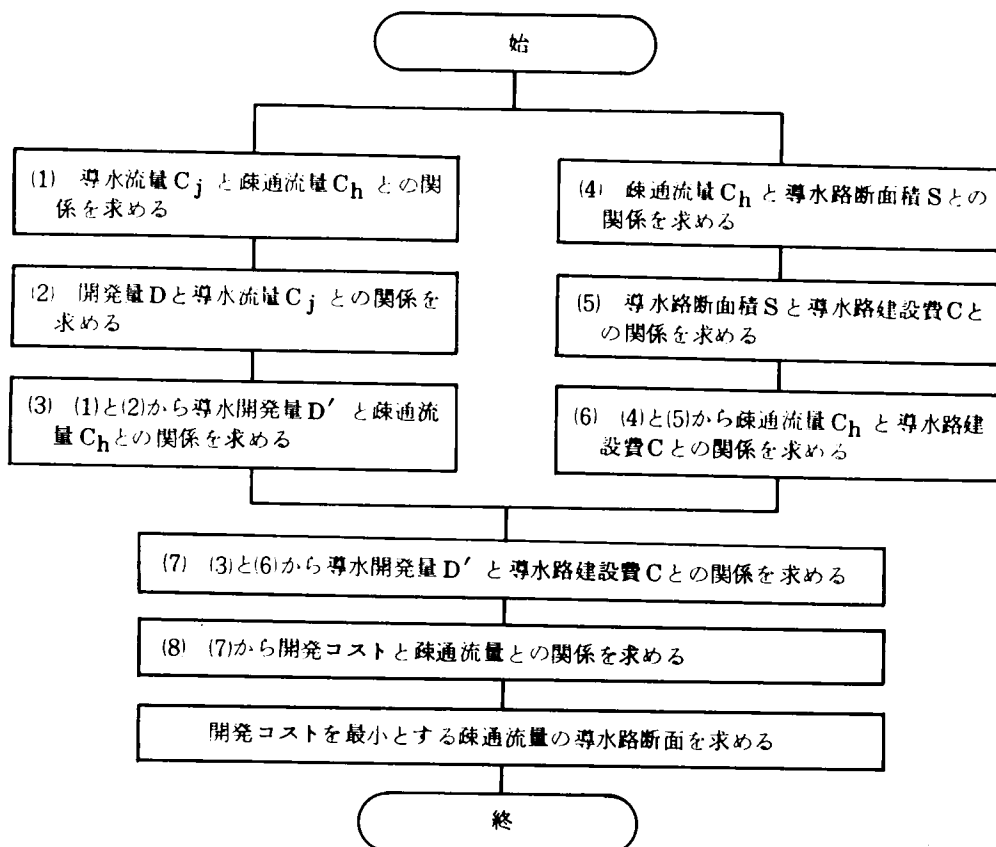
開発コスト C_w は導水路建設費 C を導水開発量 D' で割ったものである。

以上の手順を図－5.2.2 の流れ図に示す。

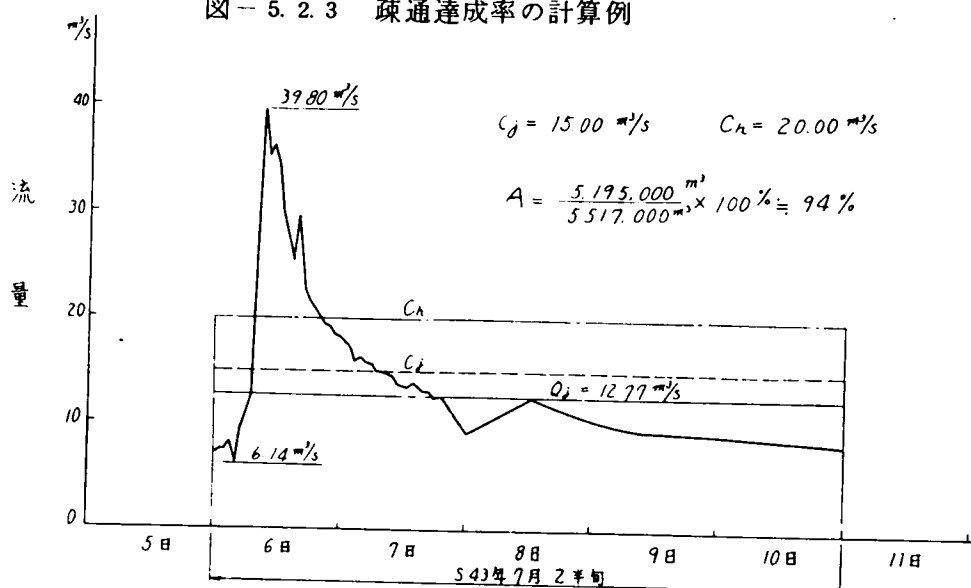
疎通達成率を求めるに必要な時間流量資料は全補給計算期間を対象とするが、高水時のみを抽出し計算しても結果はほとんど変わらないはずである。よって高水時の半句のみを用いて差支えない。

このことを昭和 43 年 7 月第 2 半句の高水を例にとり説明する。すなわち図－5.2.3 に示すように半句流量は $12.77 \text{ m}^3/\text{s}$ であるが時間流量は最小 $6.14 \text{ m}^3/\text{s}$ 、最大 $39.80 \text{ m}^3/\text{s}$ である。 $C_j = 15.00 \text{ m}^3/\text{s}$ のとき $C_h = 15.00 \text{ m}^3/\text{s}$ なら $V_j = 5,517,000 \text{ m}^3$ 、 $V_h = 4,872,000 \text{ m}^3$ となり、 $A = 83\%$ 、また、 $C_h = 20.00 \text{ m}^3/\text{s}$ なら $V_h = 5,195,000 \text{ m}^3$ 、 $A = 94\%$ となる。疎通達成率 A を 100% にするためには、この半句では疎通流量 C_h を最大時間流量 $39.80 \text{ m}^3/\text{s}$ と同じ大きさにする必要がある。

図－ 5. 2. 2 導水路断面決定の流れ図



図－ 5. 2. 3 疎通達成率の計算例



(3) 道志導水路の断面検討

(2)で述べた方法を宮ヶ瀬ダム計画における道志導水路の断面検討に適用してみる。

(a) 導水流量と疎通流量

導水流量 C_j と疎通流量 C_h との関係を求める。補給計算期間は半旬流量資料の整っている昭和24年から昭和43年の20ケ年である。しかし時間流量資料は全期間はない。道志導水路の取水地点には、昭和30年に有効貯水容量519,600 m^3 の道志ダムが築造されている。このダムにより時間流量が観測されている。

よって時間流量資料は昭和34年から昭和43年の最近の10ケ年である。導水流量と疎通流量との関係を求める流量資料は、33ケース高水時の半旬流量を抽出した。 C_j は10 m^3/s から60 m^3/s まで10 m^3/s ステップに、 C_h は10 m^3/s から100 m^3/s までやはり10 m^3/s ステップで60ケのAを求めた。結果を表-5.2.1および図-5.2.4に示す。

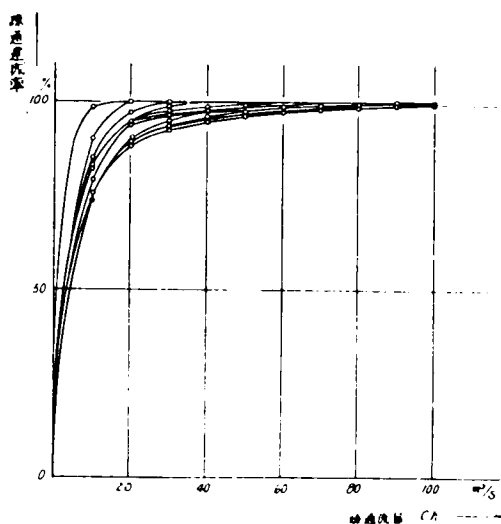
各導水流量 C_j の疎通達成率Aを100%とする疎通流量 C_h を求めると図-5.2.5が求まる。

この図のように道志導水路は導水流量の2倍を疎通流量とすればよいこととなるが、表-5.2.1で判るように疎通流量を導水流量と同じにしても疎通達成率は皆97%以上であることも事実である。しかし本検討では疎通達成率を100%とする値

表-5.2.1 疎通達成率 [%]

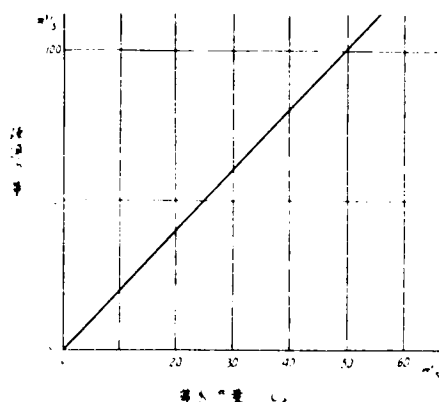
$C_j \backslash C_h$	10	20	30	40	50	60
10	99	85	83	82	82	81
20	100	97	95	94	94	94
30	"	99	97	97	96	96
40	"	100	99	98	97	97
50	"	"	99	99	98	98
60	"	"	100	99	99	99
70	"	"	"	99	99	99
80	"	"	"	100	99	99
90	"	"	"	"	99	99
100	"	"	"	"	100	99

図-5.2.4 疎通流量と疎通達成率



を疎通流量として進める。

図-5.2.5 導水流量と疎通流量



(b) 開発量と導水流量

補給計算の条件は表-5.2.2のようにし、道志導水路の導水流量 C_j は(a)と合わせ $0 \text{ m}^3/\text{s}$ から $60 \text{ m}^3/\text{s}$ のうちでほぼ $10 \text{ m}^3/\text{s}$ ステップとした。

結果を表-5.2.3 および図-5.2.6に示す。導水流量が $10 \text{ m}^3/\text{s}$ を越すと開発量の増大はなくなる。これは(a)の表-5.2.1にみる疎通達成率が疎通流量 $20 \text{ m}^3/\text{s}$ でどの導水流量でも約90%以上であるように、導水流量が $10 \text{ m}^3/\text{s}$ を越えると全導水量が著しく減少するためと考えられる。

導水流量 $C_j = 0 \text{ m}^3/\text{s}$ のときの開発量 $13.80 \text{ m}^3/\text{s}$ を D_0 とし、導水開発量 D' を求め表示したものが表-5.2.4である。

表-5.2.2 補給計算の条件

ダム容量：有効貯水容量	宮ヶ瀬ダム：	200,000,000 m^3
	相模ダム：	48,200,000 m^3
	城山ダム：	47,365,000 m^3
治水容量	宮ヶ瀬ダム：	45,000,000 m^3
	城山ダム：	9,600,000 m^3
導水路：中津導水路	50 m^3/s	
安全度と基準年：安全度80、基準年S39年		
新規開発水量：寒川基準点で山型確保		
その他：相模ダムに $10 \times 10^6 \text{ m}^3$ の保存容量を設定		

図-5.2.6 開発量と導水流量

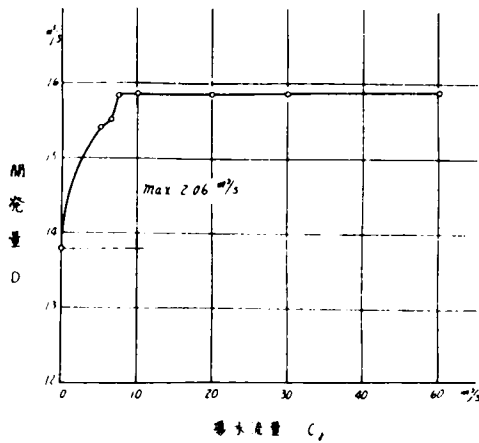


表-5.2.3 開発量と導水流量

C_j	D	C_j	D
m^3/s	m^3/s	m^3/s	m^3/s
0	1 3.8 0	1 0.0	1 5.8 6
5.0	1 5.4 0	2 0.0	1 5.8 6
6.5	1 5.5 0	3 0.0	1 5.8 6
7.5	1 5.8 4	5 0.0	1 5.8 6

表-5.2.4 導水開発量と導水流量

C_j	D'	C_j	D'
m^3/s	m^3/s	m^3/s	m^3/s
0	0	1 0.0	2.0 6
5.0	1.6 0	2 0.0	2.0 6
6.5	1.7 0	3 0.0	2.0 6
7.5	2.0 4	5 0.0	2.0 6

(c) 開発量と疎通流量

(a)の導水流量と疎通流量および(b)の開発量と導水流量とから、導水開発量 D' と疎通流量 C_h との関係を求める。

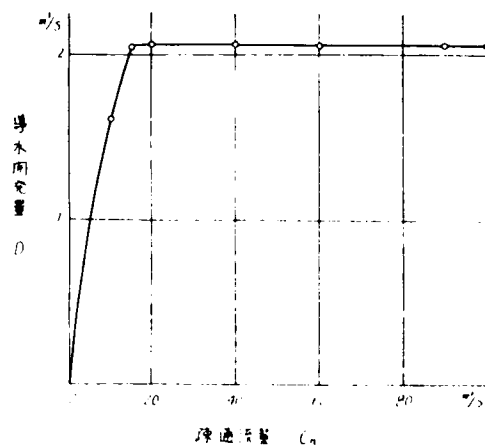
計算結果を表-5.2.5 および図-

5.2.7 に示す。疎通流量 $1.5 m^3/s$ までは導水開発量は急増することが明らかとなった。

表-5.2.5 導水開発量と疎通流量

D'	C_h	D'	C_h
m^3/s	m^3/s	m^3/s	m^3/s
0.0 0	0	2.0 6	2 0
1.6 0	1 0	2.0 6	4 0
1.7 0	1 3	2.0 6	6 0
2.0 4	1 5		

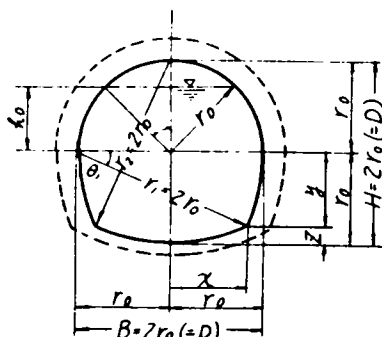
図-5.2.7 導水開発量と疎通流量



(d) 疎通流量と導水路断面積

自然流下で任意の水量を流過できる導水路断面積 S を求める。断面形は図-5.2.8 のような標準馬蹄形とする。算定式はマンニング公式を用いる。

図-5.2.8 標準馬蹄形断面



$$V = \frac{1}{n} R^{\frac{2}{3}} I^{\frac{1}{2}}$$

計算条件

$$I = 1 / 1.000$$

$$n = 0.014$$

$$h = 0.9 H$$

とすると導水路断面 S は疎通流量の関数として次のように表わせる。

$$A = 3,317 \left\{ (0.197 / C_h)^{\frac{3}{8}} \right\}^2 - 3,317 r_0^2$$

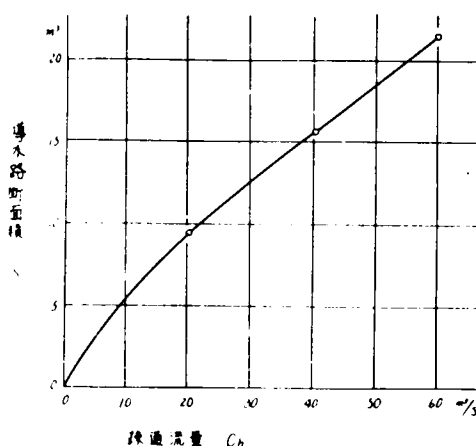
上式に値を代入して表-5.2.6 を得る。

それを図-5.2.9 に示す。

図-5.2.9 疎通流量と導水路断面積

表-5.2.6 疎通流量と導水路断面積

C_h	r_0	S
m^2/s	m	m^2
10.00	1.29	5.52
20.00	1.67	9.28
30.00	1.95	12.58
40.00	2.17	15.61
50.00	2.36	18.45
60.00	2.53	21.15



(e) 導水路断面積と導水路建設費

導水路断面に対応する導水路建設費を概算する。工種は取水設備、導水路、放水設備とに分け、疎通流量が $20 m^2/s$ 、 $40 m^2/s$ 、 $60 m^2/s$ の3断面について建設費を算出した。結果を表-5.2.7 および図-5.2.10 に示す。

図 5.2.10 導水路断面積と導水路建設費

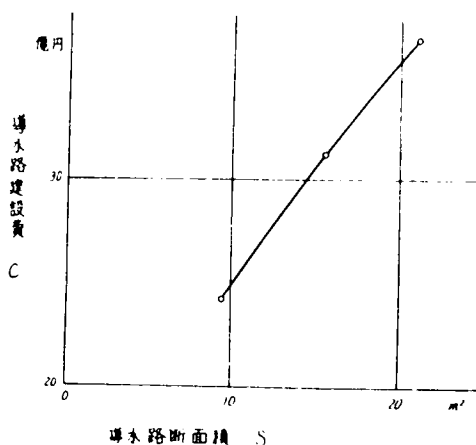


表 5.2.7 導水路断面積と導水路建設費

導水路断面積	9.28 m ²	15.61 m ²	21.15 m ²
導水路建設費	24.3 億円	31.1 億円	36.8 億円

(f) 疎通流量と導水路建設費

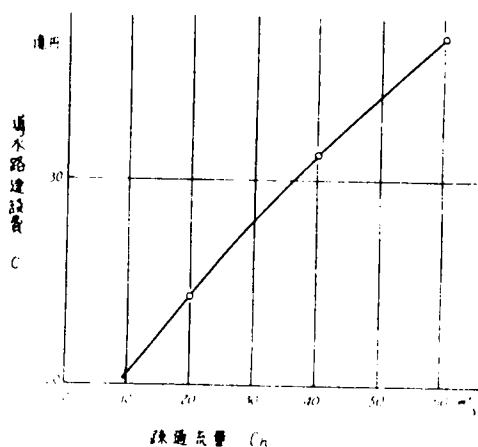
(d)の疎通流量と導水路断面積および
(5)の導水路断面積と導水路建設費とから疎通流量 C_h と導水路建設費 C との関係を求める。

結果を表 5.2.8 および図 5.2.11 に示す。

表 5.2.8 疎通流量と導水路建設費

疎通流量	20 m ³ /s	40 m ³ /s	60 m ³ /s
導水路建設費	24.3 億円	31.1 億円	36.8 億円

図 5.2.11 疎通流量と導水路建設費



(g) 導水開発量と導水路建設費

(c)の導水路開発量と疎通流量および
(f)の疎通流量と導水路建設費とから導水開発量 D' と導水路建設費 C との関係を求める。さらに C を D' で割って開発コスト C_w を計算する。結果を表 5.2.9 および図 5.2.12 と表 5.2.10 に示す。

表 5.2.9 導水開発量と導水路建設費

D'	C	D'	C
m ³ /s	億円	m ³ /s	億円
1.60	20.3	2.06	24.3
1.70	21.5	2.06	31.1
2.04	22.4	2.06	36.8

図-5.2.12 導水開発量と導水路建設費

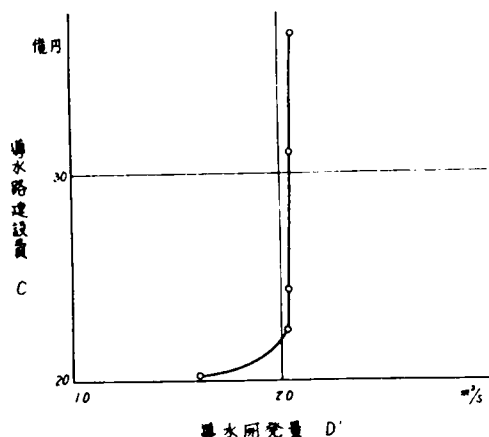


表-5.2.10 導水開発量と開発コスト

D'	C _w	D'	C _w
m³/s	億円/m³/s	m³/s	億円/m³/s
1.6 0	1 2.7	2.0 6	1 1.8
1.7 0	1 2.6	2.0 6	1 5.1
2.0 4	1 1.0	2.0 6	1 7.9

(h) 開発コストと疎通流量

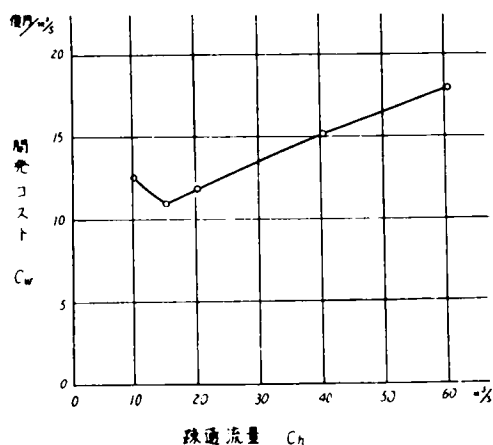
(g)から開発コスト C_w と疎通流量 C_h との関係を求める。

結果を表-5.2.11 および図-5.2.13に示す。開発コストを最小にする疎通流量は15 m³/sである。導水路断面積は(f)より7.5 m²となる。

表-5.2.11 開発コストと疎通流量

C _h	C _w	C _h	C _w
m³/s	億円/m³/s	m³/s	億円/m³/s
1 0	1 2.7	2 0	1 1.8
1 3	1 2.6	4 0	1 5.1
1 5	1 1.0	6 0	1 7.9

図-5.2.13 開発コストと通水流量



(4) 考 察

ダムとの組合せによる効率的な水資源開発方式として計画される導水路について、開発量と疎通流量、開発量と導水路建設費等を検討し、開発コストを最小とする疎通流量を求めることができた。

宮ヶ瀬ダムの道志導水路の検討に際しては、流量資料の正確さに比べて、建設

費の算定は現地調査未着手のため概算の域を出ず精度は低いが、傾向をつかむ上では充分であると考える。(コストは昭和47年度単価使用)

3. 中津導水路

中津導水路により連ばれる宮ヶ瀬ダムから城山ダムへの流量は、新規開発水量の取水地点により違ってくる。新規開発水量が相模川下流の寒川地点で取水されるならその為の宮ヶ瀬ダムからの補給は中津川河道を通して行える。しかし上流の城山基準点で取水する時には中津導水路を用いなければならない。

宮ヶ瀬ダムは本川ダム先遣いという統合運用により補給時には、城山・寒川基準点の相模川総合開発までの既得の確保量と新規開発水量とに対して補給しなければならない。その量は新規開発水量を $15\text{ m}^3/\text{s}$ とすれば $70\text{ m}^3/\text{s}$ 余りにもなる。しかし、実際にはどんな渇水時でも自然流量はあり $70\text{ m}^3/\text{s}$ 全量を補給することはない。

中津導水路は補給流量だけを搬送するものではなく、宮ヶ瀬ダムは6月16日から夏期制限に入る為に6月1日から6月15日の間に治水容量 $45,000,000\text{ m}^3$ を放流する。この水を城山ダムの貯水容量に空があれば貯留して無効流量を減じる。この為にも中津導水路は必要であり、その際の放流量は約 $35\text{ m}^3/\text{s}$ である。

中津導水路の規模は実際には上記の外に余裕をみて $50\text{ m}^3/\text{s}$ としている。

4. 導水路の効果

導水路による効果は表-5.2.1.2にみるように、道志導水路により新規水量は $2\text{ m}^3/\text{s}$ 増し、さらに中津導水路により $3.6\text{ m}^3/\text{s}$ 増す。即ち両導水路により新規開発水量は約 $5\text{ m}^3/\text{s}$ も増大し効果は大きい。

表-5.2.1.2 計画案別の開発水量

計画案別	施設名	開発水量	備考
1. 既設事業	相模・城山・道志・串川	$29.53\text{ m}^3/\text{s}$	不足量 $21,000 \times 10^3\text{ m}^3$
2. 宮ヶ瀬単独案	宮ヶ瀬ダム	10.22	上記補給は寒川振替
3. 統合操作案	中津導水路(50)	13.80	
4. 統合+導水案	道志導水路(20)	15.86	

※ 基準年をS39年とし、開発水量は月最大値

この外にも中津導水路は、将来他水系等からの導水がされる時には水路の余裕を用いて宮ヶ瀬ダムによる新規開発水量の増大を見込みうる。さらには中津導水路により可能となる相模川全水系の統合運用によって、既存の相模・城山ダムを使って新規開発水量を大きくしている一方既設2ダムが行うべき不特定用水の安定確保をも可能としているのである。

3 酒匂川導水路との関連使用による効果

1. 酒匂川と相模川との関係

神奈川県下の県営および横浜、川崎、横須賀各市の水道事業者は急増する水需要に対処して酒匂川の開発に着手、神奈川県内広域水道企業団を創設し、長大な導水路をもって用水供給を行うこととして昭和44年度より工事に入った。

事業の概要は酒匂川の上流足柄上郡山北町に有効貯水容量約5,450万 m^3 の酒匂ダムを、下流の小田原市飯泉地点に取水堰を築造して1日最大1,564,300 m^3 の原水を取水し、これを合計42 km に及ぶ導水管、導水トンネル、水路橋を築造して伊勢原、相模原及び西長沢の3浄水場において浄水したのち、上記4水道事業者に水道用水として供給を行おうとするものである。

本事業と相模川系利水事業の供給区域はほとんど同地域であり、用水の互換性に着目すればこの導水路により酒匂、相模両水系の一体的運用が可能となり、試案として導水路の余裕を利用して酒匂川余剰水を導水し、宮ヶ瀬ダムを含む相模川系ダム群により流況調整を行うことによって、より安全度の高い水供給が可能となる。

2. 酒匂川総合開発計画の概要

(1) 酒匂川の概況

酒匂川は、図5.3.1に示すように、その源を静岡県富士山麓に発し、上流を鮎沢川と呼ばれ、神奈川県に入って酒匂川となり、山北町川西附近で西丹沢山地から流出する河内川を合わせて南流し酒匂足柄平野に入る。さらに松田附近で左支川川音川、また、小田原市飯泉附近で箱根外輪山から流出する右支川狩川を合わせて相模湾に注ぐ。流域面積は582 km^2 、幹線流路延長46 km の二級河川である。

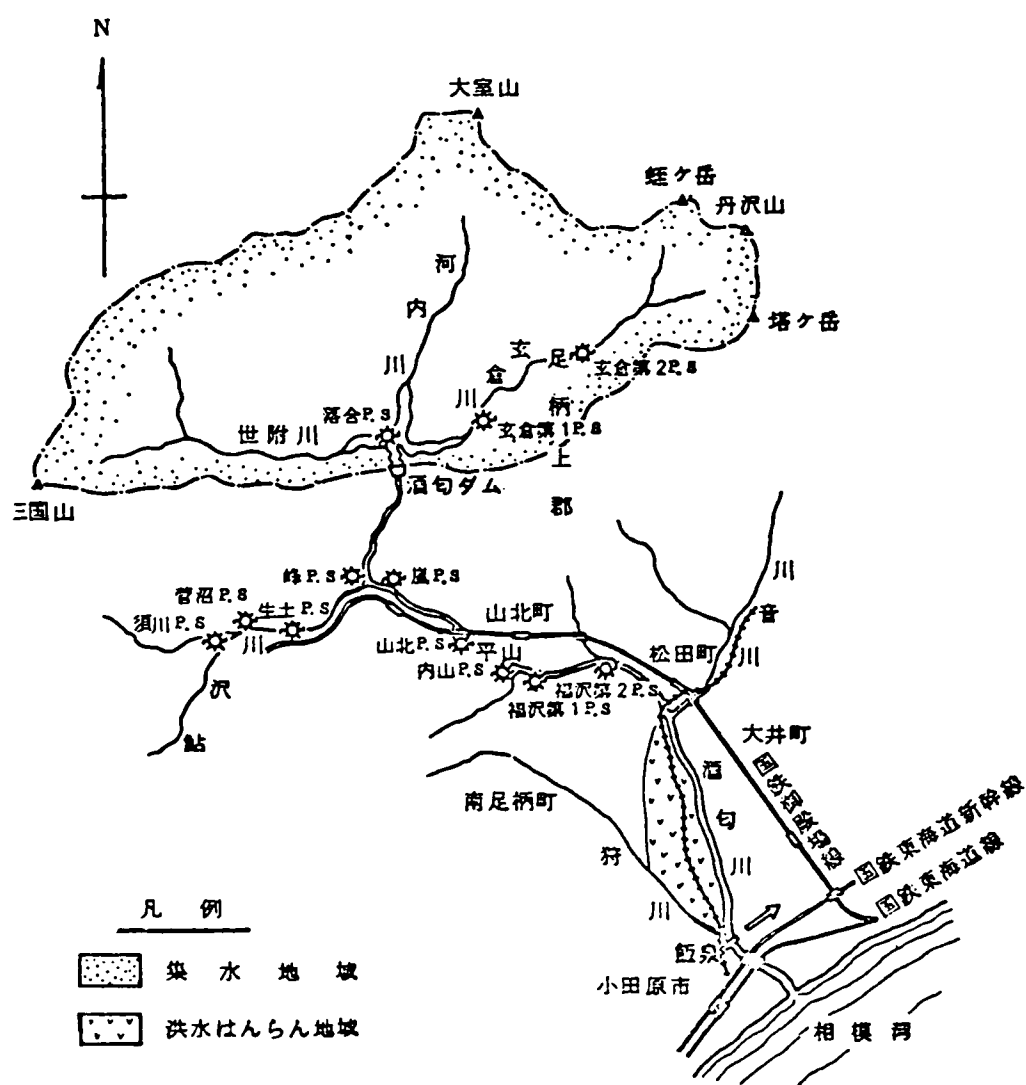
河川の利用としては、3,000 ha に及ぶ耕地へのかんがい、東京電力峯発電所他11発電所、最大出力合計5,500 KW の発電及び小田原市等に対する都市用水の供給が行われており、神奈川県西部の産業経済の基盤をなしている。

流域の地質については、富士山麓、丹沢山塊、足柄平野に大別され、富士山麓は、熔岩、火山灰、火山礫で構成される。丹沢山塊は、一部石英閃緑岩を中心に、第三紀中新世の火山性物質からなる御坂層群により構成され、箱根山塊は、輝緑岩、輝石安山岩を含む第三紀層より成りその性質は、富士山麓同様に火山生成物が中心となっている。

流域の林相は、鮎沢川流域は主に草地及び広葉樹林で標高の高い部分は、カラ松等の針葉樹がみられる。丹沢山地及び箱根外輪北斜面は、国有、公有及び公行林が多く、松田から山北町へかけての南斜面は、柑橘類の栽培が著しい。

気象についての特徴としては、比較的多雨であることで流域平均の年間降水量は、 $2,000\text{mm}$ 以上に及び、大又沢では $2,500\text{mm}$ にも達する。そのため流況も良く、年間総出量は約12億 m^3 で、流域面積の割合には水は豊富である。

図-5.3.1 酒匂川総合開発計画概要図



(2) 酒匂ダムの概要³²⁾

酒匂ダムは、酒匂川水系河内川の神奈川県足柄郡神尾田地点に多目的ダムとして建設するもので、酒匂川総合開発の一環をなすものである。

ダムは、図-5.3.2のように中央土質しゃ水壁型ロックフィルダムとして、高さ100m、総貯水容量64,900,000 m^3 、有効貯水容量54,500,000 m^3 で(表-5.3.1)、洪水調節、都市用水の供給を目的とするものである。

図-5.3.2 酒匂ダム標準断面図

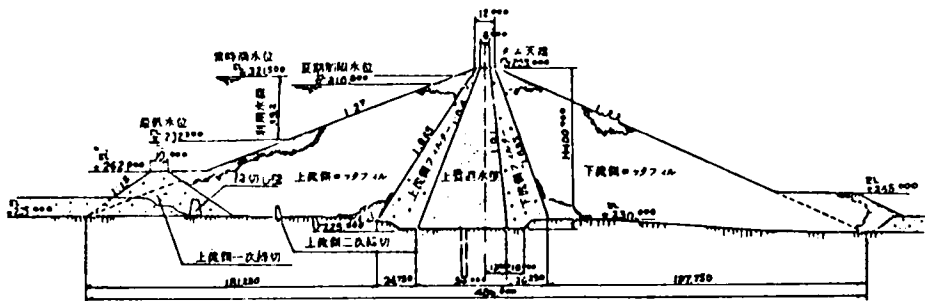


表-5.3.1 ダムおよび貯水池諸元

1) 貯水ダム

位 置	神奈川県西部(西丹沢付近)
左 岸	足柄上郡山北町神尾田字田の人
右 岸	足柄上郡山北町神尾田字田の人向
形 式	土質しゃ水壁型ロックフィルダム
堤 高	100m
堤 頂 長	約560m
堤 頂 標 高	EL 325.0m
堤 体 積	5,411,570 m^3
内 訳	ロック4,565,360 m^3 フィルター416,430 m^3 コア429,780 m^3
越流部標高	EL 309.0m
河 川 名	二級河川酒匂川水系河内川

2) 貯水池

集 水 面 積	158.5 km^2
総 貯 水 容 量	64,900,000 m^3
有 効 貯 水 容 量	54,500,000 m^3
洪 水 調 節 容 量	10,000,000 m^3
洪 水 期 利 水 容 量	44,500,000 m^3
非 洪 水 期 利 水 容 量	54,500,000 m^3
た い 砂 容 量	10,400,000 m^3
常 時 洪 水 時 満 水 位	EL 321.5m
夏 期 制 限 水 位	EL 316.8m
最 低 水 位	EL 282.3m
た ん 水 面 積	2.18 km^2

洪水調節計画は、基本高水流量 $4,200 \text{ m}^3/\text{s}$ に対し、現在実施中の計画流量は、 $3,400 \text{ m}^3/\text{s}$ で、 $800 \text{ m}^3/\text{s}$ の流量増加となるのでこの増量分をダムにおいて調節するものである。ダム地点のピーク流量 $2,100 \text{ m}^3/\text{s}$ を $850 \text{ m}^3/\text{s}$ 調節して、 $1,250 \text{ m}^3/\text{s}$ に低減させることにより最下流のピーク流量は、 $3,400 \text{ m}^3/\text{s}$ となって、現行計画を変更することなく、河川周辺地域の安全度を高めることが可能となる。この洪水調節に必要な貯水池の容量は $1,000 \text{ 万 m}^3$ である。

都市用水の供給は、神奈川県昭和50年時点の水需要量 $600 \text{ 万 m}^3/\text{日}$ と現有水源 $400 \text{ 万 m}^3/\text{日}$ の差分 $200 \text{ 万 m}^3/\text{日}$ のうち、 $180 \text{ 万 m}^3/\text{日}$ ($20.95 \text{ m}^3/\text{s}$) の開発をしようとするものである。

表-5.3.2 基準地点下流確保流量
単位 m^3/s

基準地点	確保流量	
	かんがい期	非かんがい期
ダム地点	0.99	0.50
平山地点	14.93	12.18
飯泉地点	1.48	1.48

※ 飯泉の $1.48 \text{ m}^3/\text{s}$ は河川環境維持

利水計画は、表-5.3.2のように、基準地点としてダム地点（上流部）、平山地点（中流部）及び飯泉地点（下流部）の3地点を設け、それぞれの地点での流量を確保するほか飯泉地点において最大 $20.95 \text{ m}^3/\text{s}$ の新たな取水を可能ならしめようとするものである。

この都市用水開発に必要な貯水池の容量は、昭和42年を対象基準年（年確率 $1/10$ ）として $5,450 \text{ 万 m}^3$ とされている。この貯水池により酒匂川の利用率は77%という高率になる。

建設事業は、神奈川県内広域水道企業団と神奈川県土木部の委託を受けて神奈川県企業庁が担当している。

(3) 酒匂川導水路工事の概要³³⁾

酒匂川導水路は導水路ポンプ、導水トンネル、水路橋及び導水管より成立っている。導水工事は沈砂池に隣接して飯泉ポンプ場を設け、小田原市上曾我の導水トンネル流入口との間に内径 $3,100 \text{ ミリメートル}$ の導水管延長 $4,700 \text{ メートル}$ を布設して日量 $1,564.300 \text{ 立方メートル}$ の原水をポンプ揚水する。

導水トンネル流入口からは、自然流下方式により、大井町、中井町、秦野市、

伊勢原市，厚木市等を経て，相模原市当麻に設ける相模原ポンプ場に至る延長 3 0 0 0 0 メートル間に高さ，巾共 3.8 メートルの導水トンネルを築造し，途中，相模川の横断には水路橋を築造する。

相模原ポンプ場より相模原市下溝に築造する虹吹分水池に至る延長 3,400 メートル間に，内径 2,800 ミリメートルの導水管を布設して再度ポンプ揚水を行なう。

さらに虹吹分水池より相模台地を東進して相模原市淵野辺に設ける接合井に至る延長 4,000 メートル間には内径 2,600 ミリメートルの導水管を布設し，淵野辺よりは川崎市水道第二導水トンネルの余裕分を借用し，川崎市高津区菅生地先に築造する西長沢浄水場に導水するものである。

なお，導水トンネルの途中伊勢原市日向字下北原地先に分水池およびポンプ場を設け，同地先に築造する伊勢原浄水場に揚水する。

また，虹吹分水池からは隣接して築造する相模原浄水場に分岐導水するものである。図－5.3.3 に酒匂川総合開発事業計画概要図を，図－5.3.4 に導水路水位関係図を示した。

また，表－5.3.3 に導水施設内訳表を示す。

表 5.3.3 導水施設内訳表

施設	形式寸法		数量
導水トンネル	巾高さ共 3.800 mm 馬蹄型 コンクリート造		3 0 0 0 0 m
水路橋	高さ 3.800 mm × 巾 3.400 mm 鋼筋箱型		8 3 0 m
導水管	内径 3,100 mm		4,700 m
	内径 2,800 mm		3,400 m
	内径 2,600 mm		4,000 m
虹吹分水池	淵野辺接合井	容量 3,000 m ³	1 池
	虹吹分水池	容量 2,900 m ³	1 池
導水ポンプ	飯泉	出力 6,500 KW/台	4 台
	相模原	出力 4,600 KW/台	4 台
	伊勢原	出力 6 5 0 KW/台	4 台

3. 相模川と酒匂川の関連使用

酒匂川総合開発事業の導水路の余力を利用して酒匂川の余剰水を導水し、宮ヶ瀬ダムを含む相模川のダム群で相模川の流況を合わせ調整する場合の新規開発水量の増加量を検討する。

(1) 検討の条件

a 酒匂川（飯泉地点）の余剰水量

酒匂川総合開発事業完成後の酒匂川飯泉地点下流の流量としては、神奈川県企業庁の水収支資料を使用した。この流量には河川環境維持流量を含んでいるので余剰水としてはこれからその量 $1.48 \text{ m}^3/\text{s}$ を控除したものとなる。

b 酒匂導水路の通水能力と余剰通水能力

導水路の通水能力は全区間最大 $22.25 \text{ m}^3/\text{s}$ で設計施工されている。一方飯泉堰取水量最大 $20.95 \text{ m}^3/\text{s}$ の内訳は次のようになっている。

	日 量	毎 秒
全 開 発 水 量	$1,809,500 \text{ m}^3/\text{s}$	$20.95 \text{ m}^3/\text{s}$
導 水 量	$1,564,300$	18.11
酒匂川下流域使用量	$245,200$	2.84

さらに、導水量は取水実績より次のような季別のパターンをもつものとされている。すなわち、各月別の余剰通水能力は表－5.3.4のように示される。

表－5.3.4 導水路余剰通水能力 m^3/s

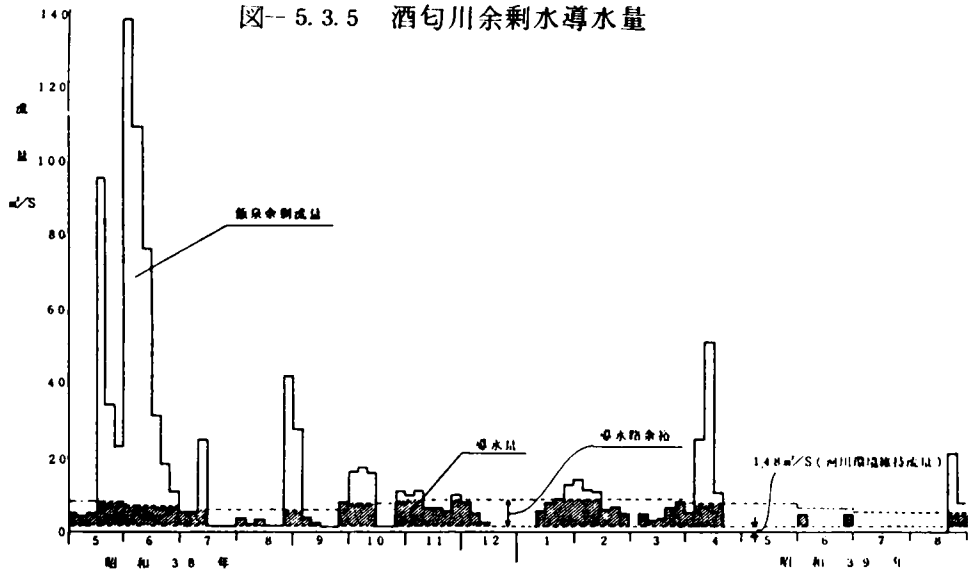
月 別	取 水 量 季別変化比	通水量	通水能力	余 剰 通水能力
1 ～ 3	0.80	14.49	22.25	7.76
4.5	0.85	15.39	〃	6.86
6	0.95	17.20	〃	5.05
7 ～ 9	1.00	18.11	〃	4.14
10	0.90	16.30	〃	5.95
11～12	0.85	15.39	〃	6.86

余剰水と、この余剰通水能力とを組合わせ導水可能水量を例示すれば図－5.3.5のようになる。

c 計算方式

計算の方式としては、宮ヶ瀬ダムを含む相模川水系の水収支計算に前述の酒匂川余剰導水量を流入させる方式をとればよく、着水地点として城山基準点を

図- 5.3.5 酒匂川余剰水導水量



想定する。

新規開発地点は寒川地点とし、基準年は相模川を対象としたときの昭和39年とした。

(2) 計算結果と考察

以上の条件により水収支計算を行ったところ、余剰水導水を実施した場合には、約 $2.6 \text{ m}^3/\text{s}$ ($225,000 \text{ m}^3/\text{日}$) の新規開発水量の増加が期待出来ることが判明した。

以上極めて概略的な検討であるが、非常に高い利用率の両河川（相模川は宮ヶ瀬ダムまでで約83%，酒匂川は酒匂ダムまでで約77%）であるにもかかわらず、関連使用により、中規模のダム1個に相当するような新規水量を生み出し得ることに注目すべきである。

関連使用の実施に当っては、施設として揚水施設の増強、浄水場の拡築（両河川間の振替えクッション用）などが必要となるほか実施の段階においては次のような問題点があげられる。

- すなわち、 a 新規水量の水利権の付与の仕方
- b 計画基準年の設定方法
- c 新規水量利用者の導水路への費用負担方法

などであるが、これらについては今後検討を進めてその解決を計る必要がある。

参 考 文 献

- 32) 酒匂川水系、酒匂川総合開発事業計画書 4 5.7 神奈川県
- 33) 神奈川県内広域水道創設工事計画概要 神奈川県内広域水道企業団

第6節 むすび

相模川右支川・中津川の宮ヶ瀬ダム事業計画の一環として、治水面では相模川・厚木地点における基本高水 $10,100\text{ m}^3/\text{s}$ を計画高水流量 $7,300\text{ m}^3/\text{s}$ 以下に低減するために、既設の城山ダム等と併せた洪水調節計画も立てたが、本章においてはとくに水利用の面で相模川のより高度な利用を図るため、宮ヶ瀬ダムを中心とし既設の相模・城山ダムと併せて一体的に運用をすることの必要性を強調し、そのために、ダム間に設ける流況調整のための導水路の設計法を検討するとともに、無効流量をできるだけ少なくするような貯水池使用計画の研究を行った。

およそ水資源開発等によって生れる利水は、質・量が需要目的に適うように設定されなければならない。水質については、従来から相模川の汚濁は進行しておらず、今後も流域下水道の整備や河川維持用水の確保などによって保全されるものと期待できることが判明した。一方、量的な安全度については、宮ヶ瀬ダム計画で増加した全利水量を対象として基準となる渇水年を昭和30年から昭和39年に変更することによって、従来2年に1度の割合で不足状態になるべきものを、5年に1度の状態にまで向上させ、量的安全度の向上を図ることができた。以上によって開発水量は年確率 $\frac{1}{5}$ の安全度をもって約 $15\text{ m}^3/\text{s}$ となるが、河川利用率は平均で80%を越え、最終段階の開発、すなわち高度開発の河川となる。

次に、このように限界に近い高度利用状態となる相模川の河川維持用水はどうあるべきかについて検討を加えた結果、水質保全と異常渇水時対策の観点から妥当な確保水量を導びくことができた。先ず水質保全策としては、寒川堰から河口までの約7km間の河川環境保全を目的とし、浄化効果を得るに要する水量を求めた。一方異常渇水時の補給水の役目を果たすために確保されるべき水量、すなわち、年確率 $\frac{1}{50}$ 程度の安全性を保つに必要な水量を利用側の節水に対する一定の条件の下に算出した。以上2点の最少必要量を以って相模川の河川維持用水を設定すると寒川地点において $6\text{ m}^3/\text{s}$ となることが明らかにされた。

最後に、高度開発の一環として、相模川と隣接する酒匂川とで水系間の関連使用計画を検討してみたが、酒匂川の豊水時の余剰水を水源として、現在建設中の酒匂川導水路の通水余裕を利用することによって、約 $2.6\text{ m}^3/\text{s}$ の用水を開発することが出来ることを明らかにした。この事は宮ヶ瀬ダムの規模が経年貯溜型であり、河川間の流況の相違を組合せることによって生れるものであり、これからの水資源の高度開発における一つの有力な手法として充分考慮すべきものと言える。

第2章 小瀬川弥栄ダム計画における利水量の安全性 に関する研究

第1節 弥栄ダム事業の概要

1 小瀬川流域の概要

小瀬川は図-1.1.1に示すように、流域面積342km²、流路延長56kmの中河川で、その水源を冠山(1,339m)、羅漢山(1,109m)などの一連の中国山脈に発し、いくつかの小支川を合流しながら二、三の盆地を貫流、中流部にて広島、山口両県の県境を南下し、ここで大支川玖島川を合流して、蛇喰岩、彌栄峡を形成蛇行しながら彌栄において東方に流水を転じて瀬戸内海に注いでいる。

また流域内の行政区割は広島県大竹市、佐伯郡佐伯町、大野町、山口県岩国市、玖珂郡和木町、美和町の2市、2郡に及んでいる。

流域の地質の概要は、彌栄附近より下流は古生代後期の粘板岩が主体であり、これより上流は主に花崗岩類によって構成され、その他閃緑岩類、安山岩類などが発達している。

この川の洪水による災害は古くから記録に残されており、特に安永、天保年間の被害が甚大であったことが記録されている。また近年になって、明治17年、36年、37年、昭和3年、5年、16年、20年、25年、26年と相次いで大洪水の被害に見舞われている。したがって小瀬川の治水は古くから行われ、その歴史的背景も深い。

特に江戸時代初頭より、安芸、周防、両藩の国境紛争ともからんで、積極的に河川工事が進められるようになった。慶長5年(1600年)幕府の国分けにより、下流大滝(竹)村は、小瀬川を境に安芸、岩国両藩に二分されたため、それまで共有関係にあった土地、干潟の所有権と、その範囲をめぐる争いが生じた。特に治水工事はそれと直接の利害関係にあったので、その都度紛争のもとになった。またその河川名も別々の呼称をつけ、安芸藩では大竹川、木野川と呼び、岩国藩では小瀬川と呼んでいた。しかし享保2年(1802年)両藩の努力により、小瀬川を堀割って一条川となして、国境を確定せしめた。現在の小瀬川はほぼこの当時の形をとどめている。その後治水事業は安芸、岩国両藩が、明治以降は広島、山口両県がそれぞれ部分的に河川工事を行ってきたが、戦後、相次いで大災害にみまわれ、特に昭和26年10月のルース台風による洪水は、全川にわたって大被害をもたらした。このため上流に洪水調節を行う多目的の小瀬川ダムを昭和39年に建設すると共に、河川の改修工事も両県で継続して実施していた。

その後、昭和43年に1級河川に指定され、下流部を建設省で管理することになった。このように小瀬川ダムは過去の出水を対象にした治水計画の一環として建設したものであるが、ルース台風による被害状況、および昭和47年7月洪水による周辺流域の惨状によっても判るように、小瀬川ダムだけでは十分でなく、大災害を防ぐには更に大規模容量のダムによる洪水調節がどうしても必要となった。

一方、小瀬川流域の産業は、上中流部で第一次産業の農林業が営まれ、下流部の大竹、和木、岩国周辺は、戦前より化学、製紙などの第二次産業が盛んであったが、めぐまれた企業立地の条件によって、近年になって一躍化学工業地帯へと発展している。小瀬川に水源を依存している農業用水、都市用水は、現在約6.5 m³/sの取水を行っているが、その全量を小瀬川の自然流況だけでは確保することが出来ず、上流の小瀬川ダムより0.9 m³/sの補給を受けているが、現在は通年にわたってその必要量を満たすことが出来ない状態で、特に昭和42年から45年に亘る渇水では、最高6割にも及ぶ節水を行い、市民生活に重大な影響をおよぼしたのである。

また、農業用水として、約650 haの農耕地をかんがいしているほか、河川としての正常な機能を維持する流水も必要である。そのほか水力発電として、支川、玖島川に発電専用の渡の瀬ダムが建設されており、流域内の3発電所、流域外の1発電所で最大総出力28,740 kWを発電している。

このように小瀬川は、流域及びその周辺地域の社会、経済、文化の発展に大きく寄与しているが、今後とも、沿川地域の洪水の脅威からの解放と、水供給の安全性の向上と河口地域の都市用水の需要増大に対処するため、彌栄ダムの建設による総合的な対策が必要とされるのである。

2 事業の概要と必要性

1. 事業の概要

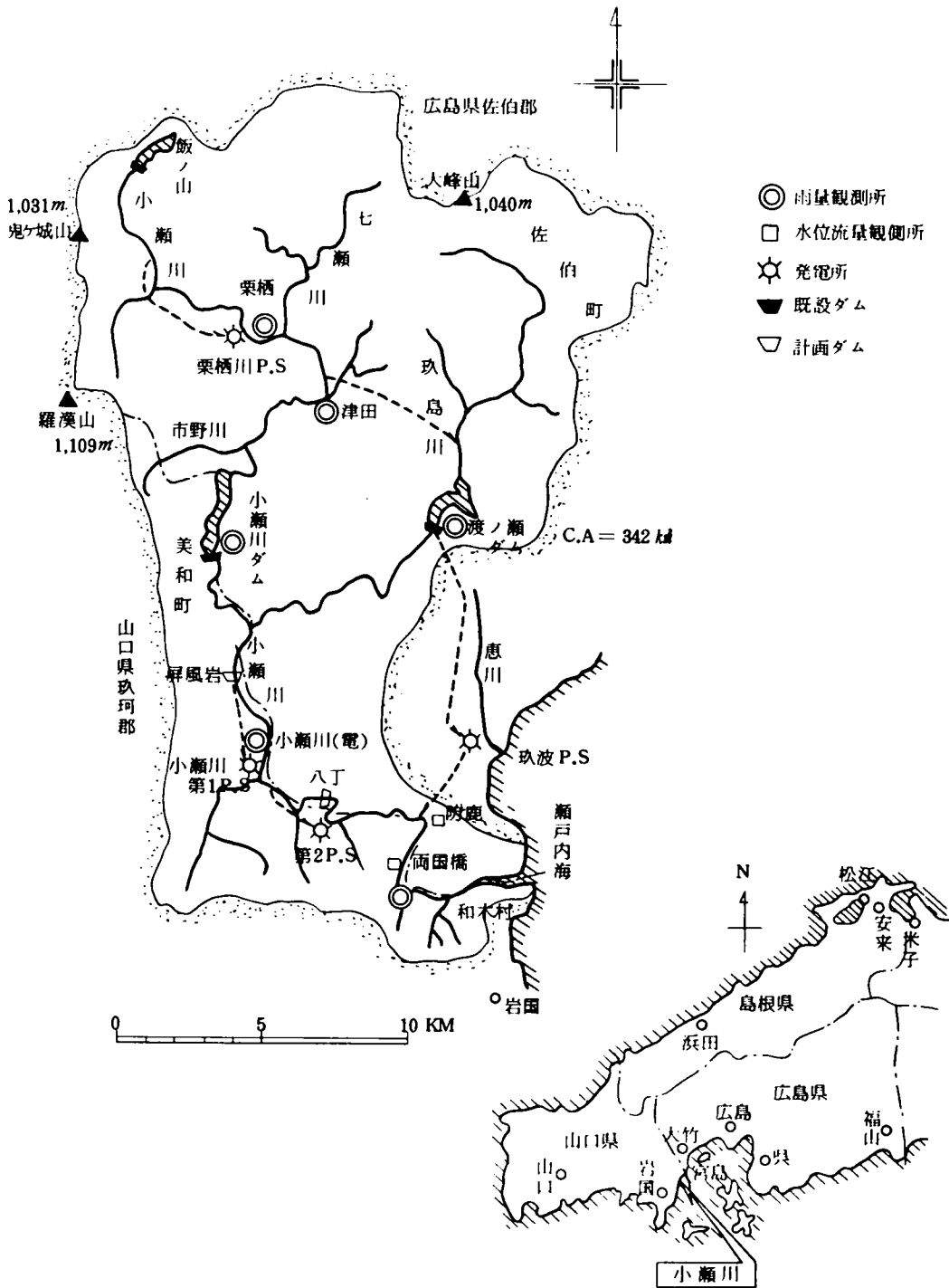
彌栄ダムは、図 1.1.1 に示すように、小瀬川本川の左岸広島県大竹市前飯谷、右岸山口県岩国市大字小瀬字二又に、多目的ダムとして建設するもので、小瀬川総合開発の一環をなすものである。

ダムは重力式コンクリートダムとして、高さ120 m、総貯水容量112000000 m³、有効貯水容量106000000 m³で、洪水調節、流水の正常な機能の維持、及び都市用水の供給を目的とするものである。すなわち、

○ 洪水調節

ダム地点の計画高水流量2,600 m³/sのうち1,700 m³/sの洪水調節を行い、下流の水害を防除する。

図-1.1.1 小瀬川流域図



○ 流水の正常な機能の維持

下流の既得用水に対する補給を行う等、流水の正常な機能を維持するため必要な流量を確保する。

○ 都市用水

新たに下流周辺都市に $181,000 \text{ m}^3/\text{日}$ ($2.1 \text{ m}^3/\text{s}$) を供給する。

2. 必 要 性

小瀬川の治水計画は、昭和43年に基準点両国橋で基本高水のピーク流量を $2,000 \text{ m}^3/\text{s}$ とし、そのうち小瀬川ダムで $640 \text{ m}^3/\text{s}$ を調節して、計画高水流量を $1,360 \text{ m}^3/\text{s}$ とするよう定められた。

しかし過去の出水状況及び下流地域の人口、資産の集積を考慮すると、治水規模を増大し安全度を高めることが必要となった。このため治水計画の再検討を行い、基本高水のピーク流量を $3,400 \text{ m}^3/\text{s}$ とし、これを彌栄ダム等の上流ダム群で調節し、計画高水流量を $1,000 \text{ m}^3/\text{s}$ とするものである。

一方小瀬川に水源を依存している農業用水、都市用水は、不安定な自然流況によって、しばしば水不足をきたしているもので、これらに対して渇水補給を行い、あわせて流水の正常な機能を維持する必要がある。又この地域の、今後の発展に伴う都市用水の需要の増大に対処するためにも彌栄ダムの建設によって新たな用水を生み出す必要がある。

3 ダムおよび貯水池

現在計画されているダムおよび貯水池の諸元は図-1.3.1¹⁾に示すように、大要は次のとおりである。

○ 位置および型式の選定

ダムの位置は、地形、地質、貯水容量等を勘案して決定され、また型式は、主として地質的条件により重力式である。

○ ダムの諸元

位	置：左岸 広島県大竹市前飯谷 右岸 山口県岩国市大字小瀬字二又
型	式：重力式コンクリートダム
堤	高：120 m
堤 頂	長：460 m
堤 体	積：1,500,000 m^3
非越流部	標高：E L 131.0 m

○貯水池

集水面積：301.0km²

湛水面積：3.6km²

総貯水容量：112,000,000m³

有効貯水容量：106,000,000m³

常時満水位：E L. 106.0m

洪水時満水位：E L. 128.0m

○放流設備

クレストゲート：12.0m×9.5m 4門

コンジットゲート：3.5m×3.2m 3門

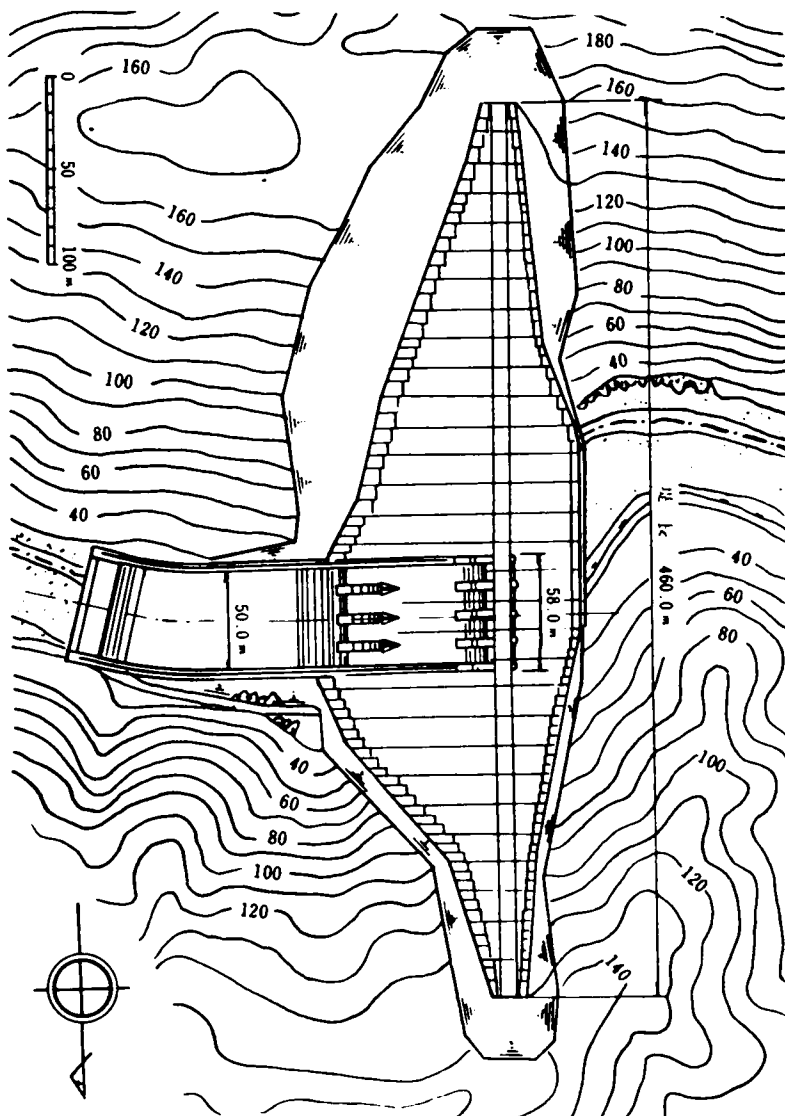
利水放流管：口径1.0m 1門

計画高水流量：2,600m³/s

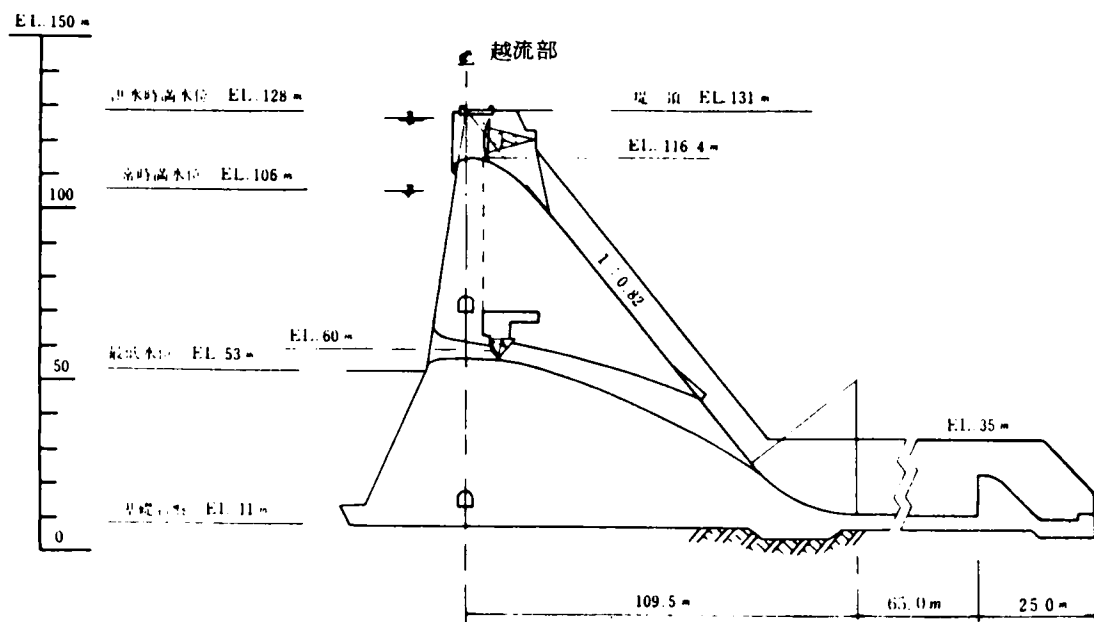
設計洪水流量：3,350m³/s

異常洪水流量：4,050m³/s

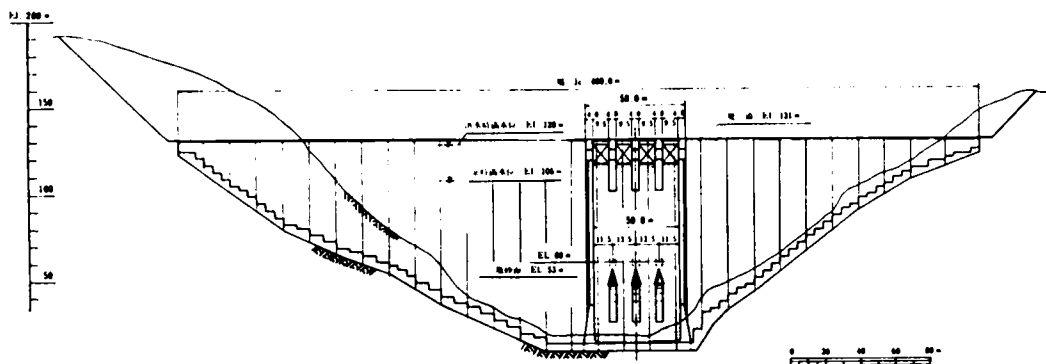
図-1.3.1 ダム一般平面図



ダム標準断面図



ダム下流面図



第2節 弥栄ダムの利水計画

① 流出量の推算

1. 利水計画の対象期間

当地域の水需要量は流況に対して割合が大きく、また高度の開発に伴って、非常に高い利用率の利水計画となることが予想される。

したがって、安全度の検討については、長期間の資料から算定される基準点における流量から、年確率 $\frac{1}{5}$ 程度のものを基準渇水として設定する必要がある。

そこで、昭和25年から昭和44年までの20ヶ年を対象として流量資料を整えた。

2. 流量資料の扱い

図-2.1.1のように、2つの既設ダムがあるので、小瀬ダム流域①、渡の瀬ダム流域②、残流域③、の3流域に分割したが、各流域毎に長期に亘る流量資料がないので、各流域毎にタンクモデル法によってその流出量を算出することにした。

なお、この計算に用いた雨量及び各タンク定数は下記に示すとおりである。

(1) 雨 量

雨量は昭和25年～昭和32年は、大竹、佐伯の2観測所の観測値を、昭和33年～昭和44年は大竹、佐伯、栗栖、渡の瀬ダムの4観測所の観測値を用い、表-2.1.1に示すように、ティーセン分割法により各流域平均日雨量を求めた。

表-2.1.1 ティーセン分割による各流域面積

雨量観測所 \ 流域	小瀬川ダム流域	渡の瀬ダム流域	残 流 域
大 竹			75 km ² 59 km ²
佐 伯	135 km ² 28 km ²	73 km ² 52 km ²	47 km ² 0 km ²
栗 栖	0 km ² 107 km ²		
渡の瀬ダム		0 km ² 21 km ²	0 km ² 63 km ²
計	135 km ²	73 km ²	122 km ²

上段は 昭和25年～昭和32年のティーセン分割

下段は 昭和33年～昭和44年のティーセン分割

44

図- 2. 1. 1 流域分割図

(2) タンクモデル定数

小瀬川ダム流域（図- 2. 1. 1 の①流域）は小瀬川ダム実測流量に，残流域（③流域）は防鹿地点の実測流量に合致するように，試行錯誤法で直列4段型のタンク定数を決定したが，その結果を表- 2. 1. 2 に示す。

なお，渡ノ瀬ダム流域（②流域）は小瀬川ダム流域と同じタンク定数を使用した。

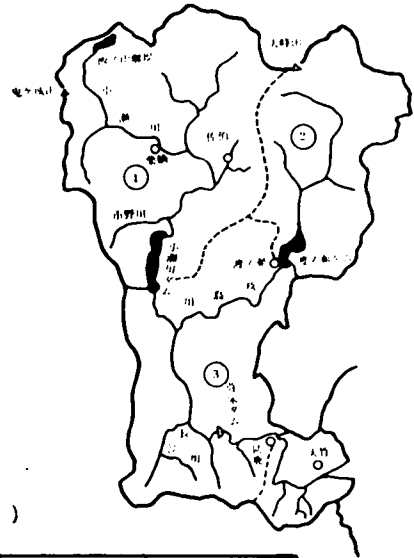


表- 2. 1. 2 タンクの定数（単位：1/day）

直列4段型タンク	流域 番号	小瀬川ダム 流域	渡ノ瀬ダム 流域	残流域
	1	0.3	0.3	0.3
	2	0.1	0.1	0.1
	3	0.2	0.2	0.25
	4	0.025	0.025	0.025
	5	0.025	0.025	0.025
	6	0.05	0.05	0.05
	7	0.02	0.02	0.02
	8	0.025	0.025	0.03
	9	0.006	0.006	0.006
	10	0.002	0.002	0.002

3. ダム地点および基準地点（防鹿）の流出量

当流域は水力発電のため，流域変更，流域外流出および還元があるため，これらの計算を流出量計算に含ませねばならず，したがって図- 2. 1. 3 のように22地点の流出量を算出し，所要の八丁，防鹿の流出量を求めた。

3つの流域，すなわち図- 2. 1. 3 の⑦，流域変更がない（②=0）とした⑤，ならびに上流域からの合流量を除いた残流域だけの⑧の流量は上述のタンクモデルによる流出計算で算出されており，また流域の一部区域の流出量は，面積比率から求めた。つまり①の流出量は流域変更がないとした⑤の

流出量 $\times \frac{95 \text{ km}^2 (\text{①の流域面積})}{135 \text{ km}^2 (\text{⑤の流域面積})}$ である。このようにして①, ④, ⑪, ⑭, ⑰を

求めた。さらに流域変更流量等である②, ⑨, ⑲, ⑳は実測値のあるものについては実測値を, 実測値の無いものについては(発電系統は計算期間を通じて現在の状態であったと仮定する)下記のような簡易式により求めた。

なお, この場合, この実測値を使った防鹿の流出量と簡易式よりの計算値を使った防鹿の流出量をマスカープ(図- 2.1.4)に書いて比較してよく合致していることを確かめている。

○ ②について

①が $5.0 \text{ m}^3/\text{s}$ 以下の場合 ② = ①

①が $5.0 \text{ m}^3/\text{s}$ 以上の場合 ② = $5.0 \text{ m}^3/\text{s}$

○ ⑲について

渡の瀬ダムが満水の時 ⑲ = $10.7 \text{ m}^3/\text{s}$ (最大使用)

〃 でない時 ⑲ = $0.097 \times (V/86,400)$, (V は渡の瀬ダム貯水量)

○ ⑨について

⑲だけダムから導水した後も, なおダムが満水以上になる流入量があった場合, その余った量は放流する。その放流量 = ⑨である。

○ ㉑について

$0 \leq ⑲ \leq 4.0 \text{ m}^3/\text{s}$ のとき, ㉑ = ⑲

$4.0 \leq ⑲ \leq 6.0 \text{ m}^3/\text{s}$ のとき, ㉑ = $0.5 \times ⑲ + 2.0$

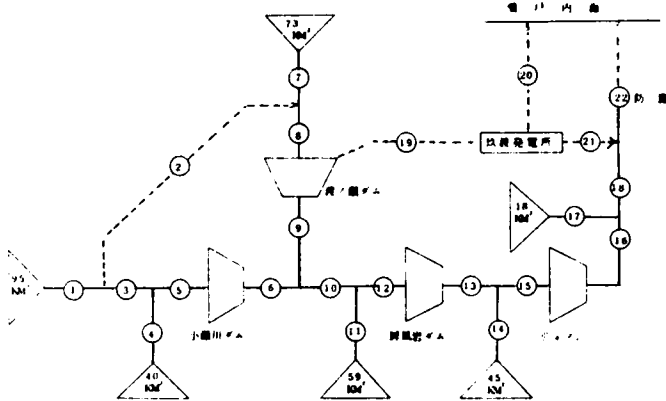
$6.0 \leq ⑲ \leq 9.0 \text{ m}^3/\text{s}$ のとき, ㉑ = $0.12 \times ⑲ + 4.28$

$9.0 \leq ⑲$ のとき, ㉑ = 5.36

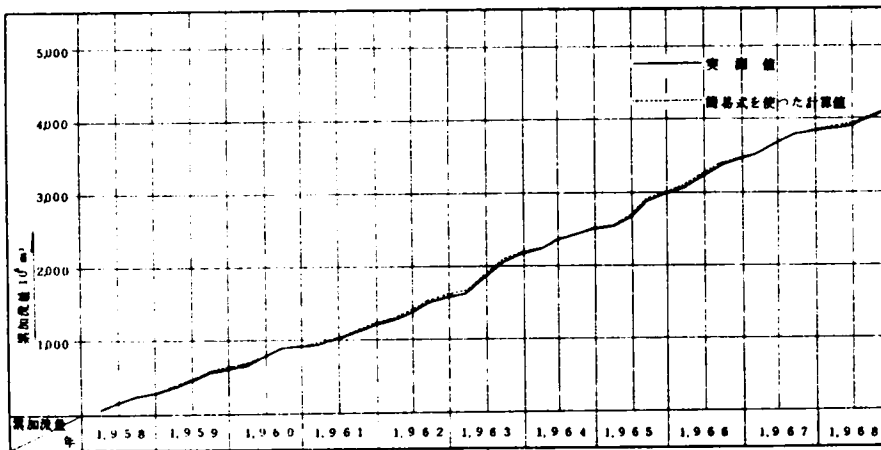
○ ㉒ = ⑲ - ㉑

また, 小瀬川ダム利水容量(6/16 ~ 9/30の間は $1,500,000 \text{ m}^3$, それ以外のとき $3,400,000 \text{ m}^3$)は彌栄ダムのそれに比べて, 非常に小さいので, 流出計算においては無視して流入量 放流量(⑤ ⑥)とし, 彌栄ダムの利水容量に, 小瀬川ダムの利水容量をうわのせし, ひとつのダムの利水容量と考え, また, 合流量はそのままの量を加えた。(⑤ = ③ + ④)

図－ 2. 1. 3 低水流出計算系統図



図－ 2. 1. 4 防鹿地点累加流量曲線



2 水補給計算とその結果

1. 計算方法

前章の相模川宮ヶ瀬ダムの場合と同様に、彌栄ダムが無限に大きい容量をもっていると考え、計算開始時（昭和25年1月1日）において満水状態にあるとする。防鹿地点流量が確保流量に満たない場合はその不足量をダムから補給し、また防鹿地点流量が確保流量以上の時、満水時以外は、その余った量を貯水する。ただし確保流量に加えて貯留制限流量を設け、最下流の中市堰の魚道に必要な流量 $0.3 \text{ m}^3/\text{s}$ が保たれるようダムの貯留に制限を加えるものとし、回復は制限流量の上限以上の流量により行うものとする。

上記方法により満水から満水の間を渇水と考え、その要補給容量を算出した結果の一例が表－ 2. 1. 3 である。

計算例は表－ 2. 1. 3 の通りである。

表-2.1.3 要補給容量計算例

年、月、下旬	確保流量	防鹿地点 流出量	八丁地点 流出量	(2)-確保流量	(4)>0のとき (2)>(A)→(2)-(A) (2)<(A)→0 (3)>(4)→(4) (4)>(3)→(3)	(4)×85,400× 6日 5 4 3	Σ(6)	ダム調節 後弥栄ダム 流出量 (3)-(4)	ダム調節 後防鹿地 点流出量 (2)-(4)
	(1) m ³ /s	(2) m ³ /s	(3) m ³ /s	(4) m ³ /s	(5) m ³ /s	(6) 10 ³ m ³	(7) 10 ³ m ³	(8) m ³ /s	(9) m ³ /s
1965. 9. 1	8.77	8.28	4.48	(-) 0.49		- 212	- 212	4.97	8.77
2	〃	7.73	3.91	(-) 1.04		- 449	- 661	4.95	〃
3	〃	7.23	3.67	(-) 1.54		- 665	- 1,326	5.21	〃
4	8.35	6.35	2.91	(-) 2.00		- 864	- 2,190	4.91	8.35
5	〃	7.64	4.13	(-) 0.71		- 307	- 2,497	4.84	〃
6	〃	9.12	5.81		0.00	000	- 2,497	5.81	9.12
10. 1	〃	6.80	3.63	(-) 1.55		- 670	- 3,167	5.18	8.35
2	〃	7.64	4.32	(-) 0.71		- 307	- 3,474	5.03	〃
備考	非かんがい期 5.35+0.3 +2.1=8.35 かんがい期 6.37+0.3 +2.1=8.77 要するに新規 開発水量は2.1			(1) 貯水可能量 (2) 補給必要量	(A)は貯留制限流量 かんがい期 11.47m ³ /S かんがい期 11.05m ³ /S				但しダムが 満水の時は (4)=0

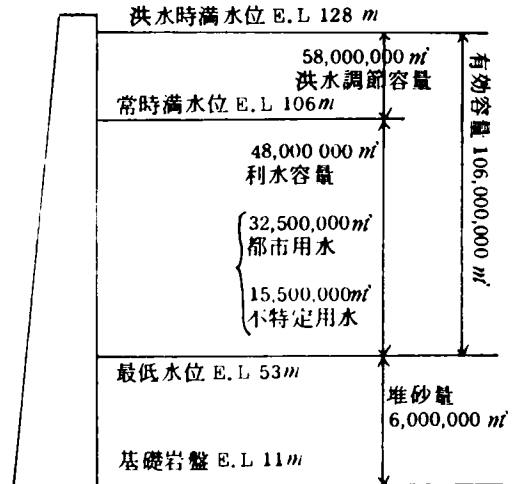
2. 計算結果

上述のような防鹿基準点における20年間の要確保水量に対する補給計算の結果、表-2.2.1から彌栄ダムの規模等が決まるわけで、基準年としては3/20位である昭和39～40の渇水を対象とすべきことがわかる。

図-2.2.1は現在計画されている彌栄ダムの容量配分図であるが、利水容量48,000,000m³によって開発される水量は3.1m³/sであり、河川利用率は約70%となる。そのうち、2.1m³/sは新規利水分、残りの1.0m³/sのうち既得の不特定用水への補給に0.7m³/sと、維持用水として0.3m³/sが割り当てられている。

維持用水は、いままでは決められてなく、実態としても0に近い状態であったものを、本計画で水環境改善のために

図-2.2.1 彌栄ダムの容量配分図



0.3 ml/sに復活させたいと言うべきであろう。

表 2.2.1 最小貯溜表

確保流水 { かんがい期 ($6/16 \sim 9/15$) 8.77 ml/s
非かんがい期 ($9/16 \sim 6/15$) 8.35 ml/s (単位: $1,000 \text{ m}^3$)

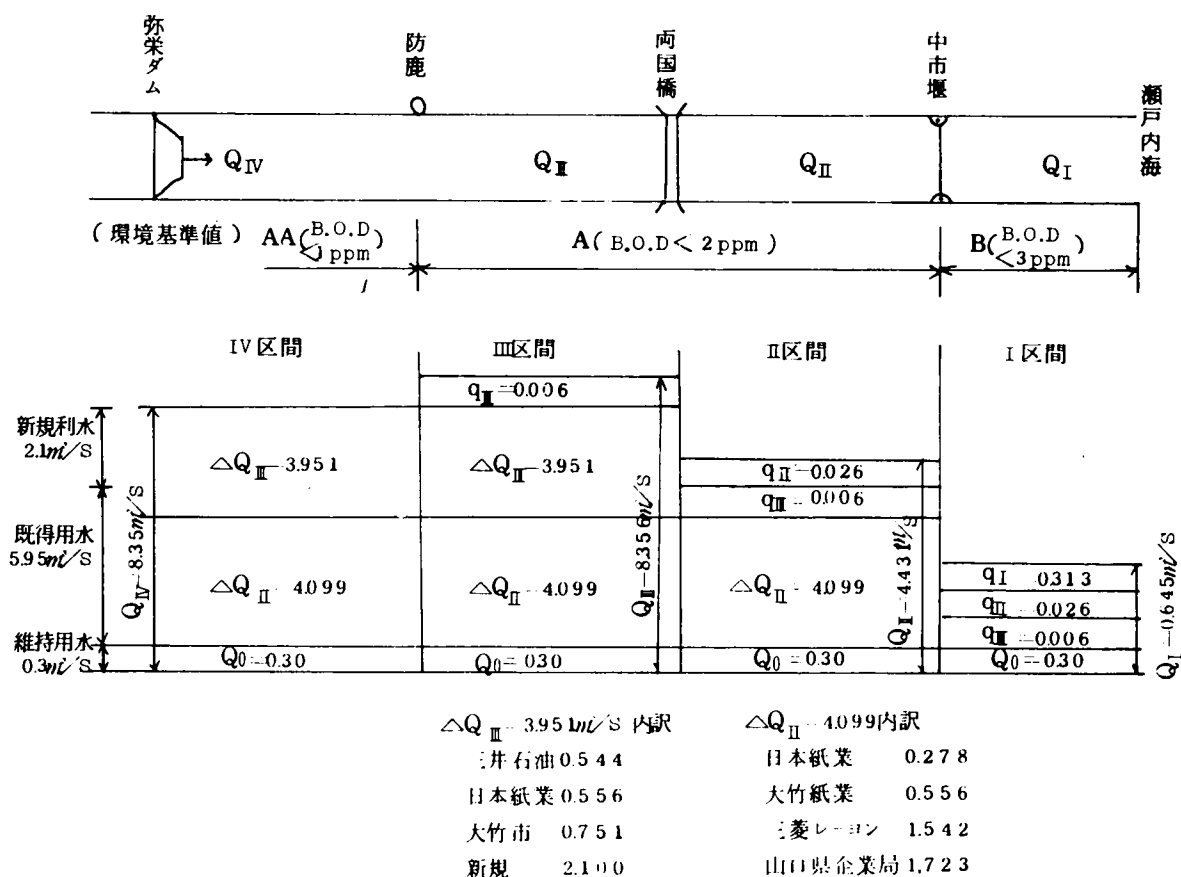
順位	年	全補給容量	小瀬川ダム	彌栄ダム	最小貯溜量
1	S.42~S.44	85,290	1,500	83,790	-35,790
2	S.34~S.37	54,130	"	52,630	-4,630
3	S.39~S.40	49,500	"	48,000	0
4	S.44	49,410	"	47,910	90
5	S.31~S.32	35,810	"	34,310	13,690
6	S.29~S.30	35,050	"	33,550	14,450
7	S.27~S.28	34,150	"	32,650	15,350
8	S.33~S.34	31,560	"	30,060	17,940
9	S.37~S.38	28,740	"	27,240	20,760
10	S.30~S.31	25,250	"	23,750	24,250
11	S.28~S.29	17,830	"	16,330	31,670
12	S.32~S.33	17,580	"	16,080	31,920
13	S.25~S.26	15,240	"	13,740	34,260
14	S.41~S.42	10,340	"	8,840	39,160
15	S.26	8,970	"	7,470	40,530
16	S.25	8,870	"	7,370	40,630
17	S.39	6,940	"	5,440	42,560
18	S.41	4,480	"	2,980	45,020
19	S.33	4,350	"	2,850	45,150
20	S.42	4,150	"	2,650	45,350

第3節 水質保全に必要な河川維持用水の検討

利水計算の結果、新規開発量のうち、河川環境の保全等に必要なものを先取りして、維持用水として設定すべきであるが、計画は既に決定されているので、小瀬川開発の最終的段階における水量配分については、彌栄ダム計画以降の何らかの開発での補充を期待するとして、こゝでは中市堰の魚道に必要な水量として設定された $0.3 \text{ m}^3/\text{s}$ を対象として河川維持用水としての機能を検討することとする。

従って、果して $0.3 \text{ m}^3/\text{s}$ の維持用水で当面の水質保全に必要な水量となりうるかを検討するものである。

図- 3. 1. 1 区間流量図



水質測定によって防鹿地点の夏期のB.O.D値を求め、一方、図－3.1.1のⅠ，Ⅱ，Ⅲ各区間に対する生活下水の排水が図中に示されるように q_I ， q_{II} ， q_{III} だけあって、その水質は10，20，20 ppmとなるとして汚濁負荷計算を進めた結果は次表の通りである。

区 間	Q_I	Q_{II}	Q_{III}	Q_{IV}
B.O.D 値	6.12	0.62	0.47	0.46

(ppm)

ここで、中市堰から上流域では全べて環境基準($B.O.D \leq 3$ ppm)を満しているが、中市堰から河口までの感潮区間(Q_I)では、基準値の $B.O.D = 3$ ppmを上回っている。しかし、現在の実態としては維持用水は流れていないことが多いこと、干満の差が大きく Q_I 区間は1日に2回以上完全に海水によって水が入れ替ってしまうこと、用水源としての環境(B水域となっている)として扱うよりも海域としての扱いで判断を下すべき区域であると考えられることなどを勘案すると、たとえ計算上で基準を越えていても実態としては差支えないものと考えてよいであろう。

すなわち、中市堰に設置してある魚道では魚の遡上に必要な水量が凡そ $0.3 \text{ m}^3/\text{s}$ と言われている点から、彌栄ダム計画の段階ではむしろ魚族の生棲に必要な水量として考えてよいものと思われる。

小瀬川流域では、防鹿地点より上流地域が今後開発される可能性は殆んど考えられないので、現段階においても防鹿と中市堰の間では水質環境として、A.A水域を保たねばならないが、前表の計算結果からこの区間ではB.O.D値は1 ppm以下となっており、この条件を満足している。従って、平常時における維持用水は、利水の取水口が下流部へ集中しているために中市堰までは水量が豊かであるので、比較的少量の $0.3 \text{ m}^3/\text{s}$ であっても差支えないと結論することができる。

第4節 基準湧水を上回る湧水における対応策の検討

1 需要側の節水

第1編においても総括的な角度で節水のことについて論述したが、ここでは用途別の事例を中心に利水者の節水に対する対応について述べることとする。

水源を小瀬川に依存している需要側の水利用の実態を調査した結果、

冷却水 34.8%

製品処理用水	4 7.5 %
汽かん用水	9.8
その他	7.9 (上水等)
計	1 0 0.0

のような使用比率が得られており、月別、企業別の取水状況については表-4.1.1²⁾のようにまとめることができる。

表 4.1.1 月別取水状況

企業名 \ 月	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
A	60 0.334	57 0.317	62 0.345	56 0.311	58 0.322	60 0.334	63 0.350	65 0.361	58 0.322	59 0.328	54 0.300	52 0.289
B	75 0.408	61 0.332	77 0.419	75 0.408	85 0.462	85 0.462	88 0.479	91 0.491	79 0.430	77 0.419	75 0.408	76 0.413
C	68 1.048	68 1.048	70 1.079	77 1.187	84 1.294	89 1.371	94 1.449	100 1.541	90 1.387	85 1.310	72 1.110	68 1.048
D	90 0.500	90 0.500	90 0.500	90 0.500	90 0.500	95 0.528	95 0.528	95 0.528	95 0.500	90 0.500	90 0.500	90 0.500
E	91 0.510	89 0.498	89 0.498	87 0.487	87 0.487	95 0.532	97 0.543	100 0.560	95 0.532	95 0.532	91 0.510	91 0.510
F	92 1.178	92 1.178	94 1.203	96 1.229	97 1.242	98 1.254	98 1.254	97 1.242	96 1.229	93 1.190	92 1.178	92 1.178
G	88 0.245	88 0.245	88 0.245	88 0.245	88 0.245	93 0.259	93 0.259	93 0.259	93 0.259	88 0.245	88 0.245	88 0.245
大竹市(上水)	91 0.174	91 0.174	91 0.174	91 0.174	91 0.174	91 0.174	91 0.174	91 0.174	91 0.174	91 0.174	91 0.174	91 0.174
計 (%) (m^3/s)	80 4.397	78 4.292	81 4.463	83 4.541	86 4.726	89 4.914	92 5.036	94 5.155	88 4.833	85 4.698	81 4.425	80 4.357

- (注) 1. 上段%, 下段 m^3/s
2. 上段は許可水量を100とした場合の使用比率
3. 昭和43年の実績値(水利権量5.45 m^3/s)

以上の調査結果から、冷却用水が需要全体の $\frac{1}{3}$ を占めていること、及び11月～3月(冬期)の取水比率は許可水量の80%程度で、6月～9月(夏期)が90%強であると言う実態が把握できる。

各企業は次第に設備を改善して海水を利用したり、工場内でのじゅん環再使用を実施しているので、単純に需要量の季節的变化をみるのは危険性があるが、冬期間においては、少なくとも許可水量に対して20%程度の節水は殆んど災害を伴わないものと考えて良からう。

また、昭和44～45の渇水時における各企業の節水による影響などを取りまとめたのが表-4.1.2²⁾である。企業種が紙、レーヨン、石油化学等と用水型であるけ

表 4. 1. 2 各企業の必要取水量及び節水による影響表

企業	(1) 水利権等小瀬川 よりの取水量	(2) 年間平均必要量	(3) 不足分の 充足方法	限界節水率 %	節水による影響				備 考
					夏季第1次 1110万新20% (平均15%)	冬季第1次 1120万新40% (平均31%)	冬季第2次 1127.5万新50% (平均40%)	冬季第3次 1137.5万新60% (平均50%)	
A	48,000m ³ /D ○14,000 △162,800m ³ /D	44,000m ³ /D	水利権等よりか ない。その他 約10,000m ³ /D の内使用できる	60	使用量が節水 後の量以下で あった	内使用により 影響なし	内使用しても22 %の減産	内使用しても36 %の減産	
B	46,800m ³ /D ○12,100 △158,900m ³ /D	1,560,000m ³ /D	海水の使用 1,580,000m ³ /D その他325,000 m ³ /Dの内11万 は水として5万 使用	60	直接影響なかった ①4,850万円かけて対策工事 (内使用、海水使用)を行った ②冬季の海水であった			4.0 % 減産	
C	133,200m ³ /D	289,000m ³ /D	海水の使用300 m ³ /D、内使用 65,800m ³ /D多 い所で6万使用	40	その他品質の低下、臨時配管 等間接的な損失がある		8 % 減産	10 %	
D	48,000m ³ /D ○10,000 △158,000m ³ /D	100,000m ³ /D	約50,000m ³ /Dの 内使用ができる	60		10 %	15 % 減産	15 %	節水と同時に管内許 がより取水したので 被害の低減性は余り ないものと思う
E	24,000m ³ /D	18,000m ³ /D		40	以上の取水実績からして40%の節水までは生産に影響ない。 但し利用の産廃水が少なくなるため塩害等の被害を受ける。 その結果2次、3次の節水では間接的に約2%程度の損失とな った。				
F	○24,000m ³ /D	120,000m ³ /D	約80,000m ³ /D の内使用の設備 がある。また、節水 として6万	50	塩点対策、内使用部門の鹽害増等により生産には大きく影響し なかった。但しその時の配管設備、電力等で損失を受けた。				
G	○86,000m ³ /D	518,660m ³ /D	海水482,000m ³ /D 上水道660m ³ /D を使用している	60			20 % 減産	25 %	

(註) (○)印は工業用水から給水を受ける量

本調査は昭和45年6月実施したものである。

その内限界節水率は昭和44年11月調査したもので、企業が成立つ限界を意味するものである。

れども、種々の要因(企業努力など)によって節水による影響は可成り回避されて
いることが判る。また、冬季第二次節水(平均40%)の段階でも企業によっては
節水の直接影響を受けなかったところもある。すなわち、全般的な見方からすれば、
20%節水では相当長期間、例えば冬季全期間継続しても先づ影響は現われないが、
40%節水状態が2~3月間程度にも及ぶと、減産が行われ、大きな影響が現われ
ると言える。従って、小瀬川の場合には40%節水で1ヶ月程度が限界であるとし
て良からう。

図- 4. 1. 1²⁾及び表- 4. 1. 3³⁾は夫々このときの節水状況をまとめたものである。

図- 4. 1. 1 水利権に対する節水状況図

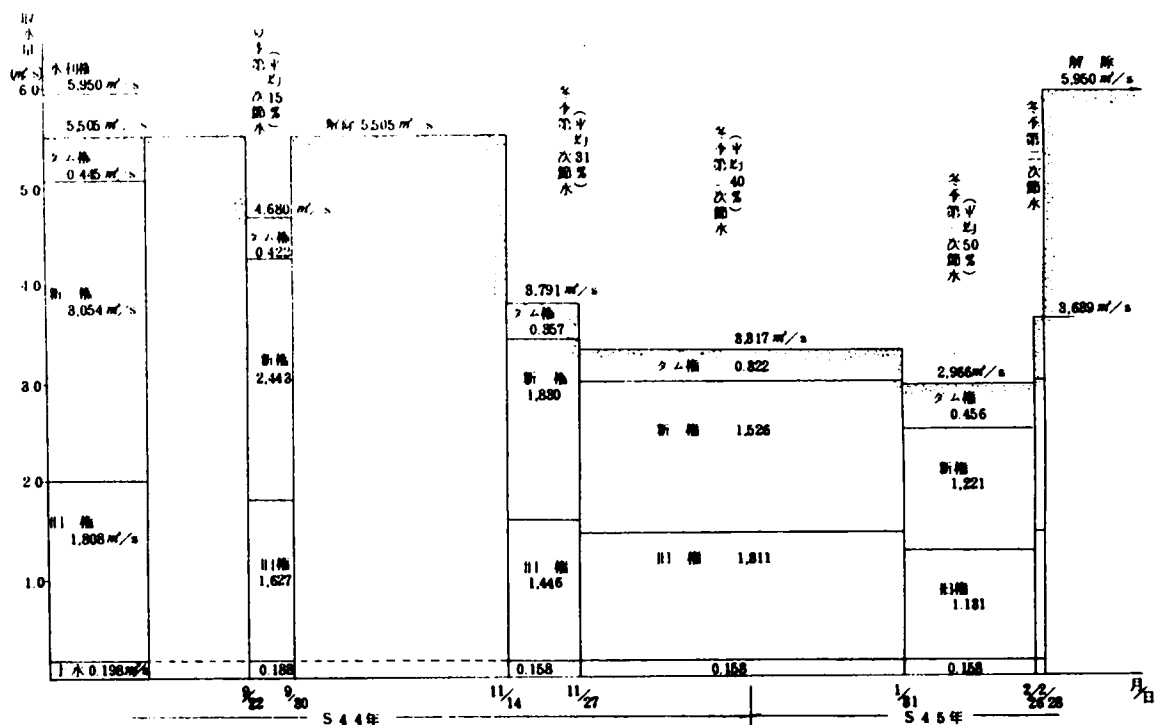


表- 4. 1. 3 平均節水率一覧表

区 分	節水日数日	平均節水率(%)	%・日
夏季第1次節水	9	15	135
冬季第1次 "	14	31	434
第2次 "	67	40	2,680
第3次 "	26	50	1,300
計	116	平均39.2	4,549

2 異常渇水対策の検討

1. 現計画における対策の検討

彌栄ダム計画における渇水基準年は昭和39年～40年で、計画対象20年間（昭和25年から昭和44年）で第3位の渇水である。（表-2.1.4参照）

従って、先づこの20年間の第1位と第2位の渇水を乗り切る対策を検討してみる。

図-4.2.1 渇水に対する補給必要容量

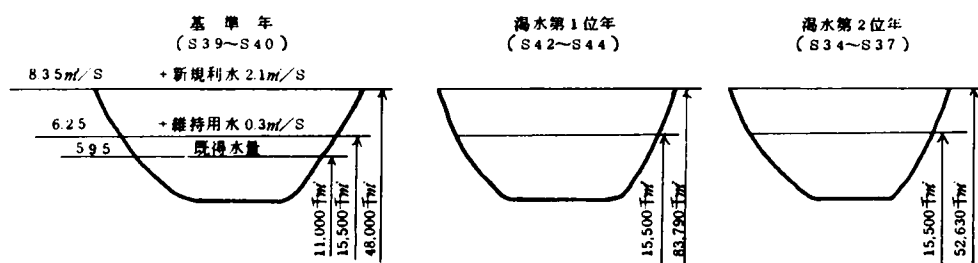


図-4.2.1において、渇水第1位年は補給必要容量が $83,790 \times 10^3 m^3$ となり、差引不足量は $(83,790 - 48,000) \times 10^3 = 35,790 \times 10^3 m^3$ で、これを維持用水の転用と、節水によって乗り切ることが出来るか否かを検討することになる。第2位渇水は不足量が $(52,630 - 48,000) \times 10^3 = 4,630 \times 10^3 m^3$ で、第1位年の検討結果が良好であれば検討を略すことができる。

(a) 計算の条件

a 対象期間

昭和42年12月第2半旬～昭和43年7月第6半旬の計239日間

b 不足量

$$83,790 \times 10^3 m^3$$

c 計算開始条件

彌栄ダムの貯水残量が全容量の $\frac{1}{3}$ である $16,000 \times 10^3 m^3$ を下回ったときから維持用水を転用して行くこととする。

d 節水率と維持用水

転用する維持用水を、0, 0.3, 0.7, 1 m/s と仮定して、それぞれの場合について貯水残量に対応する節水率を設定する。節水率は40%を許容限界とし、これを越える給水制限の状態でおゝむね1,200～1,500%・日を節水限界の日数とする。

(b) 計算方法

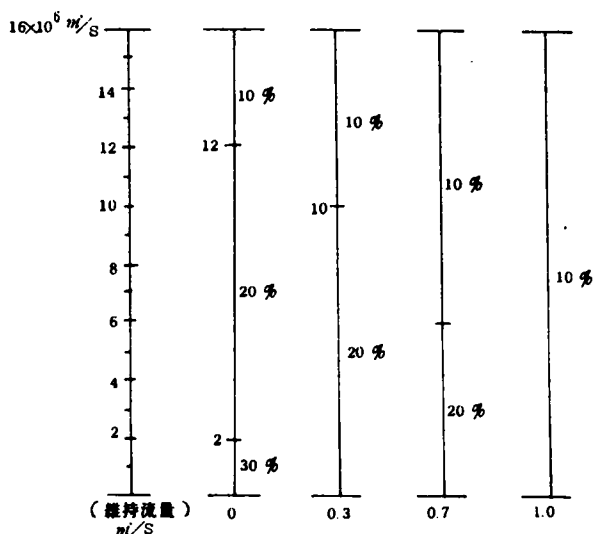
第1編第4章の理論に添って実施して行くが、前章第4節[2]で説明したと同様に対象期間の終りにおいて $V_{(t)} \rightarrow 0$ となるよう繰り返し計算を実施し、転用すべき維持用水量と、それに対応する節水率との関係を求める。

(c) 計算結果と考察

維持用水の転用量と節水率との関係は図-4.2.2となり、それぞれの場合の節水規模は表-4.2.1のようであり、計算対象期間における貯水量の変化を示す計算結果図は図-4.2.3のようになる。

表-4.2.1において、彌栄ダム計画では転用しうる維持用水は0.3 m/s が限度であることから、転用量が0又は0.3 m/s の場合のいずれかが異常渇水時における対応策として取り上げられることになる。しかし、本節[1]でも検討した通り、先づ20%節水は殆ど支障とならないと思われるので0.3 m/s 転用の場合がやゝすぐれていると言えよう。何れにしても、計画段階では検討されていなかった20ヶ年第1位渇水に対しても維持用水0.3 m/s 転用と節水によって充分乗り切り得ることが判り、安全性についての確認ができたわけである。

図-4.2.2 節水ルール

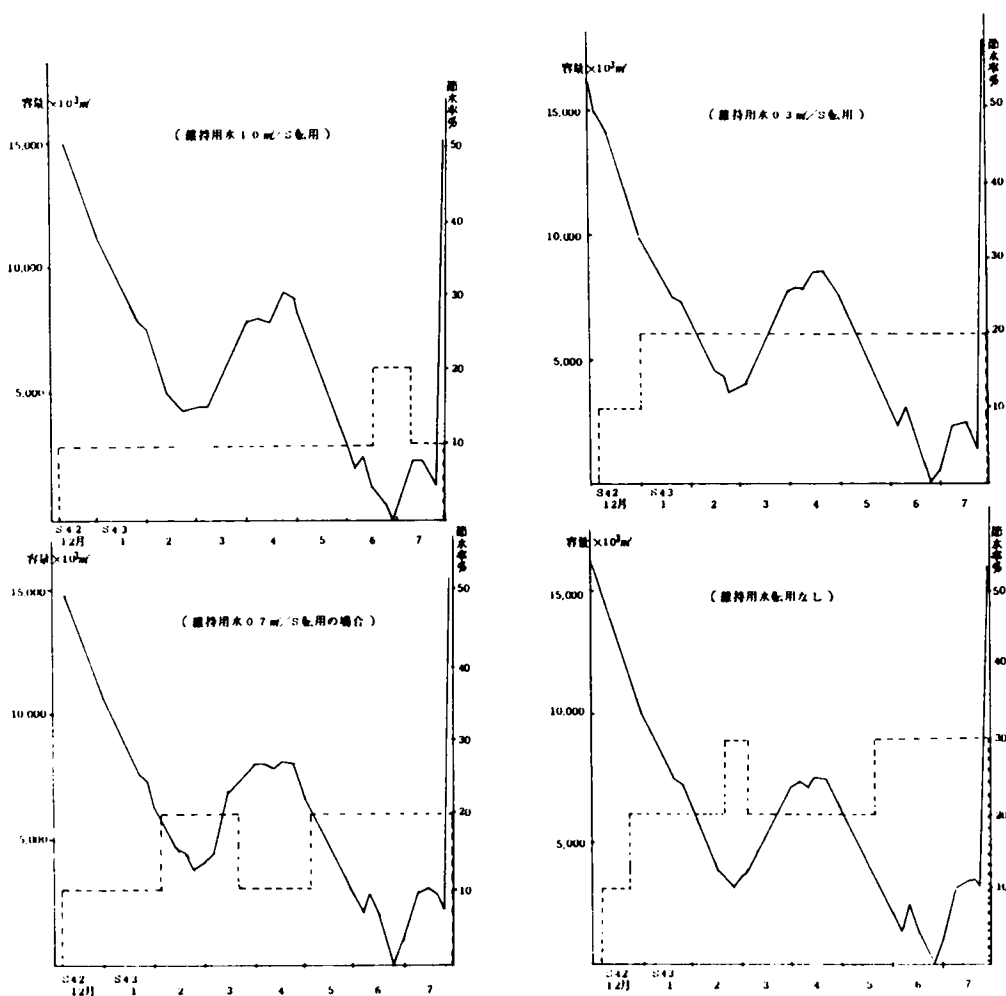


表－ 4. 2. 1 節水計算の結果（節水規模）

維持用水 %	0.0 m^3/s		0.3		0.7		1.0	
10%	15日	150%	26日	260%	108日	1,080%	208日	2,080%
20%	143	2,860	213	4,260	131	2,620	31	620
30%	81	2,430						
40%								
計	239	5,440	239	4,520	239	3,700	239	2,700

注） 計算は小瀬川ダム容量 $1500 \times 10^3 m^3$ を加えて実施。

図－ 4. 2. 3 調整後のダム容量曲線及び節水率図



2. 既往最渇水の場合の検討

大正13年から昭和44年までの45年間を対象として、上記と同様にして最小貯溜量を計算した結果が表-4.2.2及び図-4.2.4である。

観測記録上の最渇水は表-4.2.2の通り昭和13年～昭和16年に亘る渇水が、45年間のうち第1位と言うことになる。

これに対して現計画によって節水計算を進めると、

10% × 26日	となって、完全に補給不足となることが判る。
20 × 60	従って無害節水率20%～30%として、節水
30 × 61	規模は表-4.2.1にある4,500～5,000%・日
40 × 96	を目途に彌栄ダムの補給容量48,000×10 ³
60 × 92	m ³ の外に追加を要する補給容量を求めると、
80 × 82	(200,600-48,000)×10 ³ =151,600×10 ³ m ³
計417日, 19210%・日	

の不足量に対して1.の(b)の計算方法によって、

	節水率の上限を20% とした場合		節水率の上限を30% とした場合	
	日数	%・日	日数	%・日
10%	26	260	26	260
20%	391	7,820	60	1,200
30%			331	9,930
計	417	8,080	417	11,390
	補給容量 78,700×10 ³ m ³		54,300×10 ³ m ³	

のようになり、およそ70,000×10³m³～50,000×10³m³、維持用水に換算すると2.2m³/s～1.6m³/s程度のものが必要となる。

第1編で渇水補給専用の貯水池のことについて若干述べたが、経年貯溜によって貯水した維持用水を補給することによって、彌栄ダム計画の変更なしで既往45年間最渇水を乗り切ることが出来るはずである。そして、このことは現彌栄ダム計画時点では利水量の安全度は20年に1度の渇水規模には耐え得ても、45年に1度の規模の渇水には耐えられないことを意味する。

当面彌栄ダム計画の新規利水2.1m³/sを削って渇水補給用の維持用水へ回すことは現実的ではないので、彌栄以降の将来計画の中へ上記の要補給容量である50,000×10³m³程度の経年貯溜できる容量を取り込むか、または経済的な難点を観光リクリエーション等との共同事業でカバー出来るならば、渇水補給用水と、それらとの多目的貯水池を建設し、必要に応じて補給することによって彌栄ダム

計画までに開発された全利水量の安全性を向上させることが望まれる。

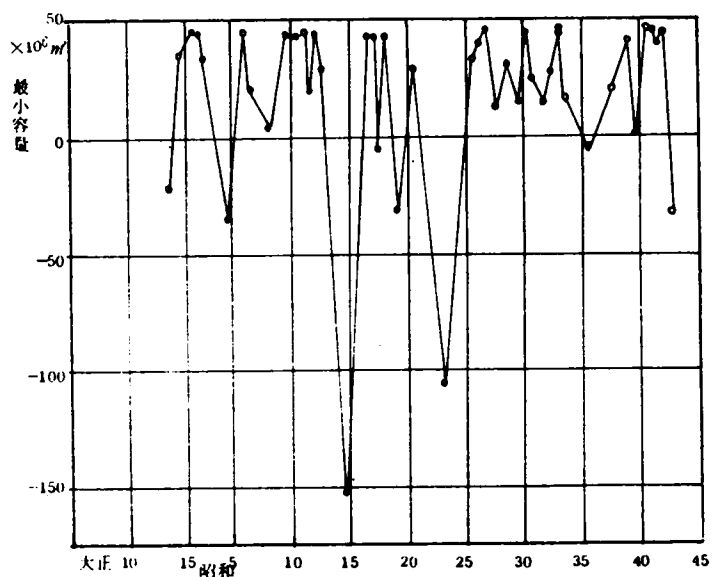
以上を結論的にまとめると、つぎのようである。小瀬川から供給を受ける利水
の大半は工業用水であって、取水の実態から見ると年間を通じて水利権量一杯を
必要とする訳ではなく、少なくとも冬期間は20%程度の取水減があることが判っ
た。従って、そのことを踏えて取水の安全性を検討すると、現行彌栄ダム計画は
20年に1回程度の渇水を乗り越えることが充分可能であるが、それを上回る渇水
規模に対しては不充分であって、将来安全性を引き上げるための施策が必要であ
ることが判明した。

表 - 4.2.2 最小貯溜量表

(T13-S44の45年間 上位10位)

渇水年	最小貯溜量	順位	備 考
S13~16	-152.6 $\times 10^6 m^3$	1	
S21~25	-113.8	2	
S42~43	-35.8	3	
S3~6	-35.0	4	
S18~20	-32.8	5	
T13~14	-22.3	6	
S17~18	-5.0	7	
S34~37	-4.6	8	
S39~40	0	9	基準年
S7~9	9.9	10	

図 - 4.2.4 年別貯水池最小貯溜量 (T13~S44)



第5節 むすび

彌栄ダムは治水面で、ダム地点洪水量 $2.600 \text{ m}^3/\text{s}$ を $1.700 \text{ m}^3/\text{s}$ 調節して下流の
水害防止に大きな効用を発揮するが、利水面でも、既設の小瀬川ダムとの一体運用に
よって従来の渇水基準年である昭27年を昭39年～40年に変更することによって、
2年に1度の割で渇水となっていた利水の安全度を5年に1度の状態にまで引上げる
ことが出来た。(第1編表-3.1.1参照)

水の利用率は60%を越すことになるが、先づ基準渇水を変更することで安全度の
向上を計ったことは評価して良からう。筆者の提案する維持用水の確立方式によれば、
一応 $0.3 \text{ m}^3/\text{s}$ の現計画で水質保全は可能であり、20年に1度の規模の渇水にも、転
使用と節水を併用することによって乗り切り策を見出すことができた。

しかし、利用率が60%を越し、工業用水が主体と言う小瀬川の利水体系としては、
50年、少くとも30年に1度程度の渇水を乗り切り得る維持用水が確保される必要
があると考えるべきであろう。

換言すれば渇水補給用の貯留水を今後何らかの施設によって準備することが望まれ
るが、このことは必ずしも小瀬川の今後のダム計画に頼ることを意味するのではなく、
当然、工場内の用水のじゅん環回収水の率を向上させるとか、海水使用率を高めるな
ど、いわゆる水資源の総合施策の中で計られるべき安全性の向上ということも包含し
ている。

参 考 文 献

- 1) 小瀬川彌栄ダム基本計画資料 昭和49年3月・建設省彌栄ダム工事事務所
- 2) 小瀬川の渇水時水利調整について 昭和45年6月・建設省大田川工事事務所
- 3) 異常渇水と工業用水について(その1)(その2)

「工業用水」・No.111, No.120 山田俊英外

結 語

水資源に対する急激な需要増加のために多くの河川でダム建設が盛んに行われているが、とくにわが国では河川開発が進展して、既利用の水利を含めて水利用の状態が最終段階に近づいたと思われる河川が目立つようになった。このような河川において、高度に開発された水資源は質量共に安定した状態で利用できることが従来以上に要求され、しかも河水の利用率が高くなればなる程ますます重要となる。

本論文は、このような高度開発された水資源の安定供給を保証する安全性について基礎的・実的に研究したものであって、得られた成果を要約するとつぎのとおりである。

第1編の基礎的研究においては、

- 1) これまでの低級開発において採用されてきた基準渇水の取扱い方法を高度開発に適用すると毎年のように水不足を来すこととなることを具体的に示し、これを改良する方策として、30年程度の時系列資料を用いて年確率 $\frac{1}{10}$ 程度(少くとも $\frac{1}{5}$ 以上)の渇水を基準とすべきことを提案した。
- 2) 従来、河川の正常な機能を維持するに必要な水量として単に概念的存在であった河川維持用水を、河川環境の保全に必要な水量を中心とした明確な目的をもつものとして定義すべきことを提案するとともに、各種の目的を具体的に明らかにした。さらに高度開発された河川においては、基準渇水を上回る渇水のときに対処できるように、河川維持用水の果す役割の中に異常渇水時に必要量を他用水へ転用することを明確に位置づけし、転用によって環境保持等に重大な支障を来す場合には専用の貯水池を設けることが必要であることを明確に示した。
- 3) 需要側の異常渇水時における節水の限度を示す指標としては節水率と節水期間を同時に考慮した%・日が有効であり、需要側の内容によって多少の巾はあるが、一般都市用水にあっては、異常渇水時の節水の限度は最大節水率30%で、1,000～1,500%・日であることを明らかにした。
- 4) 利水の安全性を確保するためには、計画の段階において異常渇水時の対応策を予め検討しておくべきことを提案し、その際、年確率 $\frac{1}{50}$ 程度の異常渇水を対象として検討すればよいことを明らかにした。
- 5) 上記の対応策は、河川維持用水の転用と需要側の節水とで構造されるが、この対応策をシステム論的に研究してシステムの構造を明らかにした。さらに、転用と節水のルールを定める数理モデルをグラフの理論を応用して提案し、具体的な計算のアルゴリズムを確立した。

第2編の応用的研究においては、

- 6) 相模川の水資源開発が最終段階のものであることを歴史的経過と水文特性・流域特性の検討から示し、その中心が宮ヶ瀬ダム計画であることを明らかにした。
- 7) 宮ヶ瀬ダム計画における基準渇水として年確率 $1/5$ 強のものを採用し、既利水を含めて総合的に見直しを行うことによって、現在の安全度より数倍高い安全度をもつ水資源が確保できることを具体例をもって示した。
- 8) 河川維持用水の転用と需要側の節水は、河川環境の保持、社会の耐えうる限度において、年確率 $1/50$ 程度の異常渇水時において可能であることが第1編の数理モデルを利用した計算から明らかになり、上記の基準渇水を対応とした利水計画が十分安全であることが判明した。
- 9) 高度開発でとくに重要となる支川間の変動する流量を流すための導水路問題について技術的に検討し、その設計方法を具体的に示した。
- 10) 小瀬川の彌栄ダム計画の場合は完成後の河川利用率が60%強程度になる開発計画であるが、相模川の宮ヶ瀬ダムの場合と同様な検討の結果、基準渇水は年確率 $1/5$ 程度のものを採用することによって現在の安全度より数倍高い安全度をもつ計画であり、また、年確率 $1/20$ 程度の異常渇水時には耐え得る限度内の河川維持用水の転用及び需要側の節水によって十分乗り切ることができることは明らかになったが、年確率 $1/50$ 程度の渇水を乗り切るためには、今後の開発計画において渇水補給のための維持用水を確保することの必要性が明らかとなった。

逼迫しつつある水需給を改善する策としては、需要側原単位の節減、回収水再利用、下水処理水の再利用等有効な方策が導入される事は必然的な成り行きと思われるが、それらの中で河川は依然として供給側の主軸を占め、開発は高度化の一途を辿ることは自明である。高度開発計画立案の段階において本研究の趣旨が生かされて、充実した開発計画が樹立されることを望むものである。

謝 辞

本論文をまとめるに当って御指導を戴いた京都大学防災研究所石原安雄教授，広島大学工学部土木教室常松芳昭助教授に深く感謝の意を表するとともに，資料の収集，整理及び計算を担当して下さった建設省中国地方建設局下村周，渡戸健介，並びに建設省宮ヶ瀬ダム調査事務所小林俊雄，田中長光各技官に対して厚く御礼を申し上げる次第である。